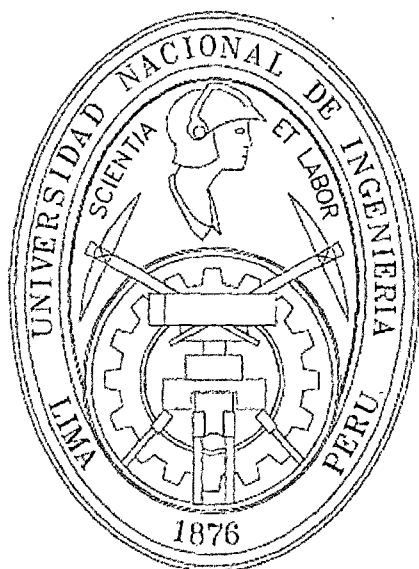


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIONES EN
EL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

LUIS FERNANDO RAYGADA ROJAS

**LIMA-PERÚ
2011**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Agradecimiento

*En la mayoría de los hombres la gratitud es simplemente una
esperanza secreta de obtener mayores favores*
DUQUE DE LA ROCHEFOUCAULD

Agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería, por haberme brindado la oportunidad de realizar mis estudios de ingeniería, de igual manera a los profesores de la de la Facultad de Ingeniería Civil por sus sabias enseñanzas y aportes los cuales han hecho que despierte en mí el amor por la Ingeniería Civil.

Un agradecimiento muy especial al Msc. Denys Parra Murrugarra, quien con su sincera amistad me impartió sus conocimientos y experiencias que tomé como base para realizar esta investigación.

Agradezco al Dr. Jorge Alva Hurtado, Dr. Víctor Sánchez Moya, Dr. Teófilo Vargas, a los Ingenieros Luis Díaz Imiela-Gentimur y Edward Santa María Dávila a quienes les debo todo mi aprecio, consideración e infinito agradecimiento, ya que gracias a su constante esfuerzo y dedicación se firmó el Convenio entre GyM y la UNI.

Del mismo modo agradezco a Zenón Aguilar, Freddy Guevara, Leonardo Salas, Jose Ale, Pedro Mendoza, Romy Valdivia, Mariano Saucedo, Renzo Ayala y Frank Perez por sus consejos y apoyo desinteresado para la realización de esta investigación.

Agradezco a todos mis compañeros del IIFIC, Alfonso, Juan, Marco, Alan, Alex, Guillermo, Miguel, Martín, Enrique y Elena personas que conocí en dicha institución, quienes mutuamente nos alentábamos para concluir nuestros trabajos de investigación, de la misma manera a mis amigos de la Facultad de Ingeniería Civil por haberme apoyado a culminar este propósito y sobre todo por estar a mi lado siempre.

Luis Fernando Raygada Rojas

*A Dios, por haber puesto
en mi camino a dos Ángeles:
mis papas Carmen y Lucho
muchas gracias por todo
los amo infinitamente*

*A Claudia y a Melody
por el apoyo incondicional
que siempre me han brindado
Muchas gracias por estar siempre a mi lado*

ÍNDICE

RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	6
INTRODUCCIÓN	9
CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	
1.1 MOTIVACIÓN DEL ESTUDIO Y ANTECEDENTES HISTÓRICOS	10
1.2 JUSTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE ESTUDIO	16
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.4 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	18
CAPÍTULO II: CARÁCTERÍSTICAS DEL CONGLOMERADO DE LIMA	
2.1 GEOLOGÍA	20
2.2 GEOMORFOLOGÍA	22
2.3 TECTÓNICA	26
2.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA	27
2.5 PARÁMETROS DINÁMICOS	31
CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO	
3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	35
3.1.1 Métodos de equilibrio límite	35
3.1.2 Modelamiento numérico - modelos constitutivos	39
3.1.3 Análisis dinámico	43
3.1.3.1 <i>Análisis Pseudo-Estático</i>	43
3.1.3.2 <i>Análisis de Deformaciones Permanentes</i>	46
3.1.3.3 <i>Modelamiento Numérico aplicado al Análisis Dinámico</i>	55
3.2 PARÁMETROS DINÁMICOS DE LA GRAVA	58
3.3 MÉTODOS PARA OBTENER LOS PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO	66
3.3.1 Ensayos <i>in situ</i> .	66
3.3.2 Ensayos de laboratorio	68

CAPÍTULO IV: CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS GEOTÉCNICO	
4.1 PARÁMETROS EMPLEADOS	71
4.2 CONSIDERACIONES PARA LAS CARGAS DE LAS EDIFICACIONES ALEDAÑAS	74
4.3 SISMOS DE DISEÑO	74
4.3.1 Sismo de Lima del 3 de Octubre de 1974	76
4.3.2 Sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007	77
4.4 SECCIONES ANALIZADAS	78
CAPÍTULO V: DESARROLLO DEL ANÁLISIS	
5.1 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD CON EQUILIBRIO LÍMITE	81
5.1.1 Análisis estático	82
5.1.2 Análisis pseudo-estático	82
5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN	83
5.3 ANÁLISIS DINÁMICO	84
5.3.1 Análisis de deformaciones permanentes inducidas por sismos	85
5.3.2 Análisis de estabilidad dinámica de taludes	86
5.4 ZONIFICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	88
5.5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	89
CONCLUSIONES	93
RECOMENDACIONES	98
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
ANEXOS Y PLANOS	108

RESUMEN

El buen comportamiento de los acantilados de la Costa Verde siempre ha sido una incógnita para todas las investigaciones realizadas. Esta investigación se realiza con el fin de buscar una explicación y entender este comportamiento, del mismo modo se busca demostrar que no basta con el análisis bidimensional convencional de equilibrio límite para conocer el comportamiento de un talud de estas dimensiones, por el contrario se debe realizar un análisis detallado que complemente estos cálculos y nos muestre un criterio más amplio al comportamiento del talud para obtener mejores conclusiones.

La presente investigación analiza la estabilidad física de los taludes de La Costa Verde, del mismo modo se analizan las deformaciones que se generan en el talud debido a los movimientos sísmicos; la zona que se escogió para este estudio es la que está ubicada en el talud inferior del Centro Comercial Larcomar en el distrito de Miraflores.

La presente investigación inicia con una recopilación de investigación para conocer las propiedades de los materiales de fundación; posteriormente se busca las secciones más críticas de la zona en estudio, estas secciones se analizan con métodos de estabilidad por equilibrio límite en el caso estático y pseudo-estático, para las zonas más críticas en el caso estático se realiza el análisis complementario de esfuerzo deformación con el fin de conocer la superficie de falla. Posteriormente a las secciones más críticas en el análisis pseudo-estático se complementa con el análisis de deformaciones permanentes, con ello podremos evaluar la serviciabilidad del talud luego de un evento sísmico. Finalmente se realiza el análisis dinámico por medio de elementos finitos para conocer las deformaciones originadas en el rango elástico.

Por último concluimos mostrando una zonificación en términos de riesgo la cual fue obtenida de los análisis descritos anteriormente.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 2.1:	Valores obtenidos del ensayo de corte directo in situ	29
Cuadro 2.2:	Valores obtenidos del ensayos de corte directo in-situ en el Conglomerado de Lima	30
Cuadro 2.3:	Correlaciones empíricas entre el módulo de corte y la velocidad de ondas de corte (Fuente: Kramer 1996)	32
Cuadro 2.4:	Correlaciones empíricas entre la velocidad de ondas de corte y N de SPT (Fuente: Rollins et al. 1998)	32
Cuadro 2.5:	Resultados de la evaluación del ensayo de placa (Fuente: Macazana 2006)	33
Cuadro 2.6:	Resultados del ensayo Down Hole realizado en el distrito de San Isidro (Fuente: Hidroenergía 1998)	34
Cuadro 2.7:	Resultados del ensayo geofísico realizado en el distrito de Miraflores (Fuente: Cesel 2008, Chahua 2010)	34
Cuadro 3.1:	Comparación de los métodos de Estabilidad de Taludes	37
Cuadro 3.2:	Factores de seguridad mínimos requeridos, USACOE 2003	38
Cuadro 3.3:	Factores de seguridad mínimos requeridos en condiciones estáticas, DSG-CDA 2007	38
Cuadro 3.4:	Factores de seguridad mínimos requeridos en condiciones pseudo-estáticas, DSG-CDA 2007	39
Cuadro 3.5:	Comparación de los Modelos de los Materiales	41
Cuadro 3.6:	Coefficiente sísmico para el análisis pseudo estático (Barrera y Campaña 2006)	45
Cuadro 3.7:	Resumen de servicialidad por deformaciones	55
Cuadro 3.8:	Criterio para la selección de las curvas de módulo de reducción y amortiguamiento (Fuente Stewart y Baturay 2001, Macazana 2006)	63
Cuadro 3.9:	Criterio para la selección de las curvas de reducción y y amortiguamiento (Fuente Silva 1999, 2000, Macazana 2006)	64
Cuadro 3.10:	Factores de reducción del módulo cortante y razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva para gravas (Manual Shake 200)	64

Cuadro 4.1:	Parámetros estáticos empleados en el modelamiento matemático para el análisis	73
Cuadro 4.2:	Parámetros dinámicos empleados en el modelamiento matemático para el análisis	73
Cuadro 4.3:	Los factores de carga asumidos en este análisis (Morales, 2002)	74
Cuadro 4.4:	Características de las secciones analizadas	79
Cuadro 5.1:	Factores de seguridad mínimos considerados DSG-CDA 2007	81
Cuadro 5.2:	Resultados del análisis de estabilidad estático	82
Cuadro 5.3:	Resultados del análisis de estabilidad pseudo-estático	83
Cuadro 5.4:	Resultados del análisis de esfuerzo deformaciones	84
Cuadro 5.5:	Resultados del análisis de desplazamientos permanentes	86
Cuadro 5.6:	Resumen de resultados de estabilidad y desplazamientos Permanentes	88
Cuadro 5.7:	Clasificación del riesgo	89

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1:	Taludes del Acantilado de la Costa Verde (Fuente: Revista EXAGONO)	11
Figura 1.2:	Resultados de la Zonificación por riesgo de la Tesis de Cañari (Fuente: Cañari, 2002)	13
Figura 1.3:	Microzonificación Sísmica de Lima (Fuente: CISMID 2004)	14
Figura 1.4:	Centro Comercial Larcomar	17
Figura 2.1:	Geología de la ciudad de Lima (Fuente: CISMID 2004)	22
Figura 2.2:	Geomorfología de la ciudad de Lima (Fuente: CISMID 2004)	25
Figura 2.3:	Secciones Estratigráficas 1-1', 2-2', 3-3' y 4-4'	27
Figura 2.4:	Secciones Estratigráficas 5-5', 6-6', 7-7' y 8-8'	27
Figura 2.5:	Secciones Estratigráficas 9-9' y 10-10'	27
Figura 2.6:	Vistas del ensayos de corte directo in situ al pie del talud (Fuente Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L.)	28
Figura 2.7:	Vistas del corte directo in situ en el talud a 40 m.s.n.m. (Fuente Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L.)	28
Figura 2.8:	Plano en planta con la ubicación de los ensayos de corte directo in-situ (Fuente Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L.)	29
Figura 2.9:	Valores típicos del ángulo de fricción efectivo para arenas, gravas y limos sin plasticidad (Fuente U.S. Navy. 1982a)	31
Figura 3.1:	Representación tridimensional de los esfuerzos (Fuente: Manual Plaxis V9.0)	39
Figura 3.2:	Esquema de la metodología empleada para la representación de las fuerzas de la inercia en el análisis pseudo-estático	43
Figura 3.3:	Simulación del método de Newmark	50
Figura 3.4:	Desarrollo de los desplazamientos permanentes durante un sismo (Kramer 1996)	51
Figura 3.5:	Típica superficie de deslizamiento análogo al bloque rígido aplicado por Houston et al. 1987	52
Figura 3.6:	Modelo de Kramer y Smith	53
Figura 3.7:	Bloque rígido, columna de suelo, esquema del ensayo planteado por Wartman, Bray y Seed en el 2003	54

Figura 3.8:	Comparación de los resultados de Wartman, Bray y Seed(2003) con valores obtenidos por modelos desacoplados y acoplados por Kramer y Smith (1997) y Rathje y Bray (2000)	54
Figura 3.9:	Variación de las propiedades de los suelos con la deformación cortante y su correspondiente modelo (Fuente Ishihara 1996)	58
Figura 3.10:	Modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación (Fuente Ishihara 1996)	59
Figura 3.11:	Modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación (Fuente Ishihara 1996)	60
Figura 3.12:	Variación del valor de K2 con la Densidad Relativa Dr para Gravas del Holoceno (Fuente Rollins et al, 1998)	61
Figura 3.13:	Variación del valor de K2 con la Densidad Relativa Dr para Gravas del Pleistoceno (Fuente Rollins et al, 1998)	61
Figura 3.14:	Variación del valor de K2 con la Deformación al Corte Cíclico para Gravas de Santiago de Chile (Fuente Ortigoza, 1987)	62
Figura 3.15:	Relación de G/Gmax para las gravas (Manual Shake 2000)	65
Figura 3.16:	Relación de Amortiguamiento para las gravas (Manual Shake 2000)	65
Figura 3.17:	Ensayo de DowHole (Fuente CISMID)	67
Figura 3.18:	Ensayo de MASW	68
Figura 3.19:	Ensayo Torsional Cíclico (Kramer, 1996)	70
Figura 3.20:	Ensayo de centrífuga (Kramer, 1996)	70
Figura 4.1:	Resultados del análisis de Corte Directo a gran escala sobre el talud (Jorge Alva Ingenieros 2009)	71
Figura 4.2:	Distribución de las isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años	75
Figura 4.3:	Registro del sismo de Lima del 3 de Octubre de 1974 (Fuente Red Acelerográfica del CISMID)	76
Figura 4.4:	Registro del sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007 (Fuente Red Acelerográfica del CISMID)	78
Figura 4.5:	Vista Panorámica de la ubicación de las Secciones (Fuente de Imagen Caretas, Febrero 2008)	79

Figura 5.1:	Puntos de control de la sección 5	87
Figura 5.2:	Desplazamiento de los puntos de control	87
Figura 5.3:	Zonificación del área de estudio	89

INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años Lima ha desarrollado un crecimiento económico considerable el cual ha generado la necesidad de realizar nuevas obras civiles. La construcción de edificaciones para viviendas, hoteles y oficinas en la zona urbana de Lima ha sido una de las actividades que más se viene desarrollando gracias a este crecimiento, la ubicación de estas edificaciones se viene dando en lugares estratégicos como cerca al litoral por la maravillosa vista frente al mar, algunas construcciones mas avezadas se están dando muy cerca o sobre los acantilados de Lima tornándose un desafío para la ingeniería, como es de suponerse realizar estos trabajos en estas zonas significa un riesgo considerable para los trabajadores.

Actualmente existen muchos mecanismos que nos permiten realizar análisis ingenieriles más exactos a todo tipo de estructuras que se deseen construir, la geotecnia no es indiferente a estos avances, ahora podemos realizar cálculos con mayor precisión gracias a los nuevos software como PLAXIS o FLAC, estas herramientas tecnológicas sumadas a los conocimientos y experiencias obtenidas nos ayudan a formarnos un criterio más amplio sobre lo que ocurre.

Esta investigación se genera por el requerimiento de construir un futuro edificio sobre el talud en la zona de estudio la cual es de alta concurrencia de personas, con la zonificación planteada se quiere informar y formar un criterio a los constructores para que sepan que zonas son las más vulnerables y riesgosas al momento de la construcción.

La presente investigación realiza el análisis de estabilidad de taludes en una zona de gran concurrencia e importancia para la ciudad de Lima. Tratando de obtener una zonificación en términos de riesgo, se han empleado metodologías de análisis sofisticados empleando programas como PLAXIS y empleando metodologías como de deformaciones permanentes y de esfuerzo deformación, todo ello con el fin de obtener un criterio más amplio del comportamiento de los taludes de la Costa Verde.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 MOTIVACIÓN DEL ESTUDIO Y ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Existen muchas investigaciones sobre la estabilidad del acantilado de la Costa Verde, las cuales tratan de explicar por qué estos taludes han soportado las inclemencias del tiempo, sismos severos, entre otros factores y aún continúan en pie mostrando una adecuada estabilidad, considerando inclusive que muchos de estos taludes presentan fuertes pendientes. Del mismo modo se han realizado muchos ensayos en los materiales del acantilado para conocer las propiedades físicas y mecánicas y con ello buscar una explicación a este buen comportamiento. Todas estas investigaciones realizadas han aportado de diversa manera en el entendimiento y comprensión del problema; sin embargo, aún es necesario realizar investigaciones adicionales que permitan entender con mayor claridad el comportamiento de estos taludes. En la presente investigación se mostrará que no basta con evaluar los parámetros de resistencia cortante de los materiales de los taludes, también es necesario conocer los parámetros dinámicos para tener una aproximación al real comportamiento del talud. Veremos también que en muchos casos el análisis de equilibrio límite no es suficiente para verificar la estabilidad de un talud, se debe complementar con un análisis de deformaciones permanentes.

La motivación principal de esta investigación se basa en el hecho de entender el comportamiento de los taludes del acantilado y encontrar una explicación de su buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, para ello incluiremos metodologías de cálculo como análisis de elementos finitos y de deformaciones permanentes, de este modo obtendremos una aproximación a la superficie de falla y calcularemos las deformaciones producidas en el talud durante un sismo. La elección de la zona de estudio se debió a que en esta zona, se planea construir un hotel el cual estará cimentado en la parte baja y sobre el talud. La zona de estudio está ubicada en la avenida Costanera, por debajo del Centro Comercial Larcomar, a la altura del cruce de las avenidas Larco con Armendáriz en el distrito de Miraflores, tal como se muestra en el Plano N° 1.

Gracias al creciente desarrollo económico y urbano de Lima se ha presentado la necesidad de encontrar lugares apropiados para la recreación de sus pobladores, debido a ello se ha planeado impulsar el desarrollo de nuestro litoral marino desde Chorrillos en Lima hasta La Punta en el Callao, con una longitud de 22.5 Kilómetros habiéndose proyectado la construcción de hoteles, centros de esparcimiento y recreación, la vía costanera, playas, entre otros; en la Figura 1.1 se presenta una vista del acantilado de la Costa Verde. A este proyecto se le denominó "La Costa Verde"; y desde sus inicios se encontraron diversos problemas para la Ingeniería Civil, teniendo como problema principal a la estabilidad de sus taludes.

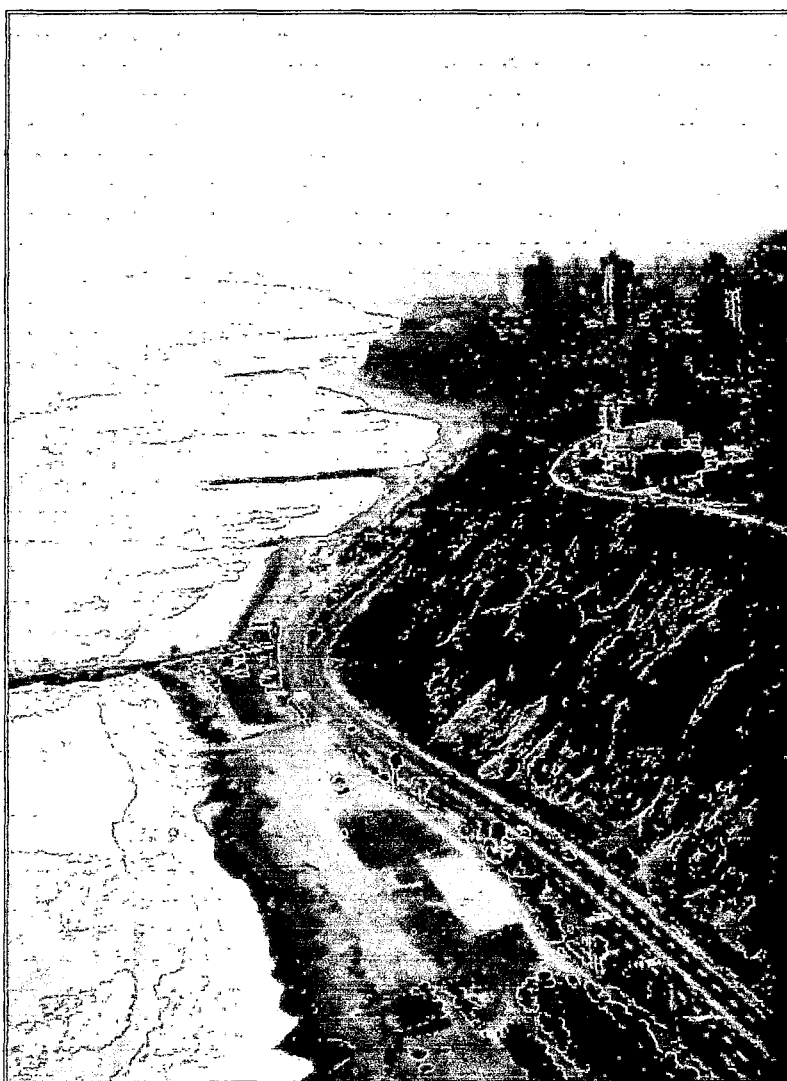


Figura 1.1: Taludes del Acantilado de la Costa Verde (Fuente: Revista EXAGONO)

Como antecedentes encontramos diversas investigaciones, entre ellos la tesis de Mariela Cañari en el 2002 titulada “Análisis de Estabilidad de Taludes de la Costa Verde” en la cual se representa una zonificación en términos de riesgos. El área de estudio de esta investigación fue desde la bajada Bertolotto en San Miguel hasta la Bajada Armendáriz en Miraflores, el área de estudio fue dividida en cuatro zonas. La zona investigada que forma parte de esta investigación es la Zona Cuatro, ubicada en el distrito de Miraflores, entre la Bajada Balta y la Bajada Armendáriz. En el trabajo de Cañari se realizaron una serie de análisis de estabilidad utilizando métodos de equilibrio límite; para la obtención de los parámetros de resistencia de los suelos en el talud se realizaron ensayos de corte directo *in situ*. El mapa de zonificación en base al riesgo que presenta cada zona a lo largo de la Costa Verde, fue elaborado a partir del factor de seguridad obtenido en el análisis de equilibrio límite, análisis de caída de rocas y la cercanía de las edificaciones aledañas (ver Figura 1.2). A partir de esta investigación se concluye que la zona en la cual se encuentra el área de estudio de la presente investigación es una zona de riesgo muy elevado y riesgo elevado.

Ricardo Silva en el año 2003 investigó el comportamiento dinámico de los acantilados de la Costa Verde en su tesis de Maestría “Análisis de Estabilidad Dinámica en Taludes de Suelo”, en la cual se presentan análisis de estabilidad con métodos de equilibrio límite comparando los resultados obtenidos por diferentes métodos, y análisis dinámicos con el método de elementos finitos, encontrando las zonas más críticas en el acantilado.

Otros de los antecedentes tomados en cuenta en la presente investigación es la Microzonificación Sísmica de Lima realizada por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID de la UNI en el año 2004, proyecto realizado para la Asociación Peruana de Empresas de Seguros. Esta investigación nos muestra que la zona estudiada está comprendida por tres tipos de suelos, entre ellos tenemos: **Zona I:** que incluye afloramientos rocosos y potentes estratos de grava y tiene un comportamiento rígido; **Zona III:** Incluye suelos finos y arenas de gran potencia; y **Zona IV:** constituida por áreas puntuales de relleno suelto de desmonte heterogéneo que han sido colocadas en depresiones naturales o excavaciones realizadas en el

pasado. En la Figura 1.3 se presenta el Mapa de Microzonificación Sísmica de Lima.

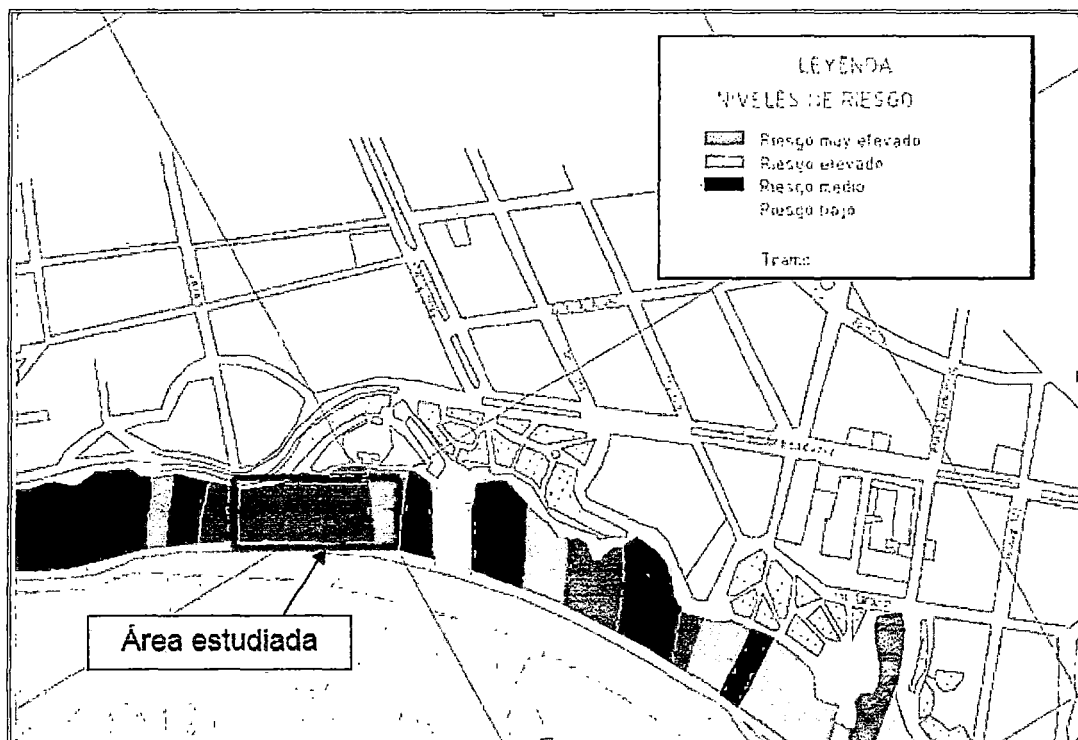


Figura 1.2: Resultados de la Zonificación por riesgo de la Tesis de Cañari (Fuente: Cañari, 2002)

Otra investigación que analizó la estabilidad dinámica del acantilado de La Costa Verde es la tesis de Macazana en el 2006 titulada "Análisis dinámico de los acantilados de Lima"; en la cual se analizó la misma área estudiada por Cañari, encontrando que las deformaciones causadas en el talud debido a eventos sísmicos no son significativas. Para este análisis se empleó el sismo de Lima de 1974 y el sismo de Kobe de 1995.

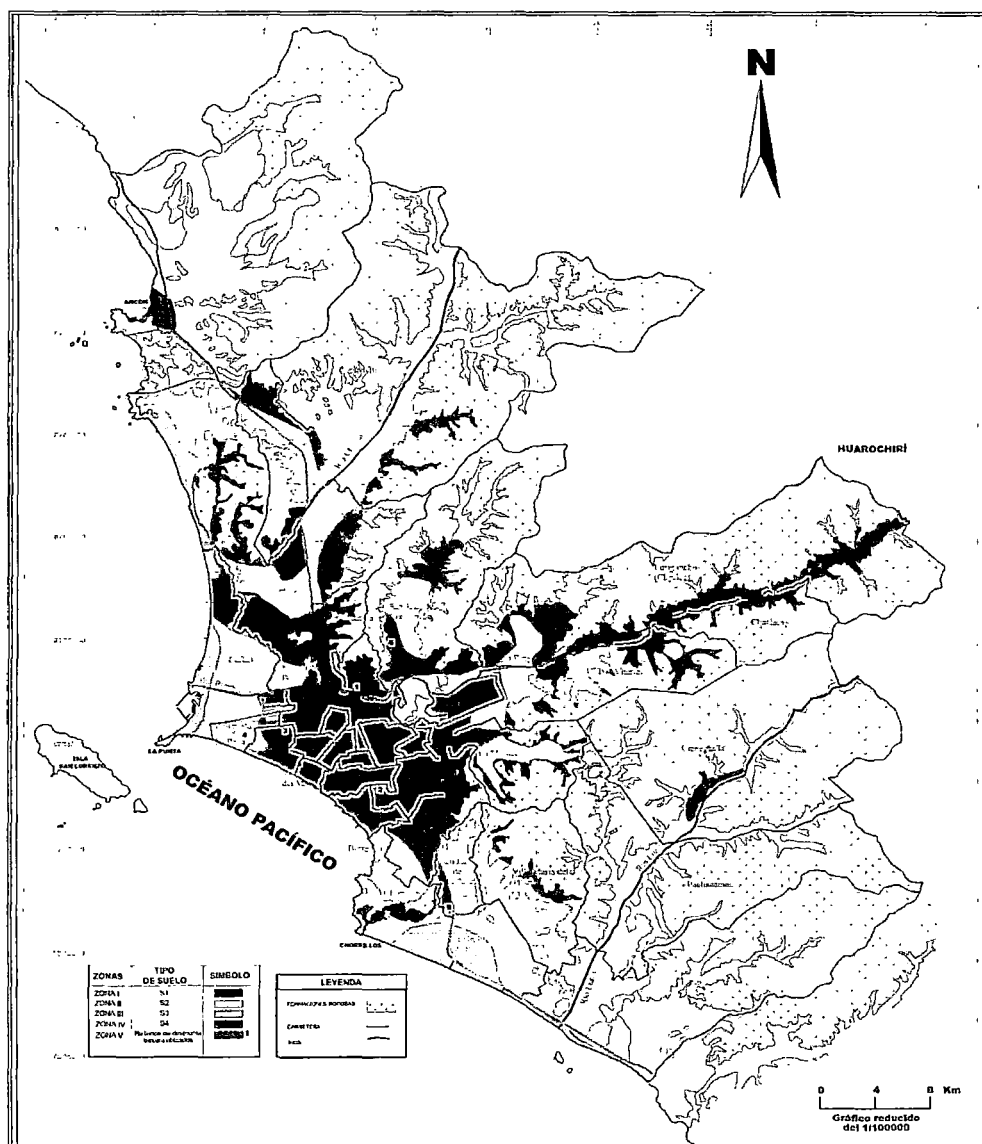


Figura 1.3: Microzonificación Sísmica de Lima (Fuente: CISMID 2004)

Otro ingeniero que ha realizado muchas investigaciones a los acantilados de la Costa Verde es Martínez Vargas, quien en el 2007 presenta el artículo “Conglomerado de Lima Metropolitana en Cimentaciones” en el 20^{vo} aniversario del CISMID, en el cual se presenta una recopilación de toda la investigación realizada hasta aquella fecha en el acantilado de Lima. En este artículo se presentan de forma comparativa diversos resultados de ensayos realizados en el suelo del acantilado, del mismo modo se presentan valores límites para la cohesión y ángulo de fricción del conglomerado.

Se han realizado diversos estudios de mecánica de suelos con fines de cimentación en el área estudiada, siendo la más reciente el de Agosto del 2008

realizado por la empresa M&M S.A. para el proyecto Hotel Larcomar por encargo de Fashion Center, la cual se ubica en el área de estudio. En este estudio se realizaron algunas calicatas y perforaciones, así como también diversos ensayos de laboratorio para obtener las características físicas del suelo. Entre los resultados de este estudio se presenta la ubicación del nivel freático al pie del talud a unos 3.0 a 3.5 metros de profundidad y la clasificación SUCS del conglomerado, que en general indica que se trata de una grava pobremente gradada "GP".

En Noviembre del 2009 Jorge Alva Hurtado Ingenieros S.A. realizó ensayos de corte directo *in situ* para el proyecto Hotel Larcomar ubicado en el área en estudio. Se realizaron 2 ensayos, uno al pie del talud y otro en la parte media del mismo. Para el cálculo de la estabilidad se recomendó usar los resultados obtenidos en la parte media del talud, habiéndose obtenido: cohesión $c=0.20 \text{ Kg/cm}^2$ y ángulo de fricción $\phi=40^\circ$.

Con respecto al análisis de deformaciones permanentes, Madsiki y Seed (1978) publicaron ciertos criterios de serviciabilidad de acuerdo a la deformación del talud, cabe recalcar que dichos criterios fueron establecidos para presas para almacenamiento de agua, pero que pueden ser utilizados como una referencia para comparar los resultados obtenidos en la presente investigación. Para realizar el análisis de deformaciones permanentes, en la presente investigación se empleará el método de Newmark aplicando la metodología de Houston et al. (1987), para lo cual se requieren conocer los parámetros dinámicos del suelo, para ello se ha recopilado diversas investigaciones pasadas sobre la obtención de dichos parámetros en la grava de Lima. Una de las primeras referencias son: Seed e Idriss (1970), Ohta y Goto (1976), entre otros, los cuales presentan relaciones empíricas para la obtención del valor máximo del módulo de corte. Pedro Ortigosa (1987) propone algunos valores de los parámetros dinámicos obtenidos de los ensayos de placa realizados en la grava de Santiago de Chile. Rollin et al. (1998) presenta valores de la velocidad de ondas de corte para diversas gravas del holoceno y pleistoceno. Una de las últimas investigaciones es de Farm Yuh Menq quien en el 2003 en su tesis doctoral titulada "Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils" presenta valores de propiedades dinámicas de suelos gravosos.

1.2 JUSTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE ESTUDIO

La estabilidad de los taludes de los acantilados de la Costa Verde es un tema de vital importancia para la ciudad de Lima, debido a que en los últimos años estos taludes vienen sufriendo modificaciones topográficas importantes, debido a la construcción cada vez más frecuente de centros comerciales y edificaciones para viviendas, así como se proyectan futuros complejos hoteleros, todo ello debido a la exclusiva ubicación del acantilado frente a las playas limeñas.

Esta investigación recoge diversas conclusiones y enseñanzas dejadas por investigaciones anteriores en el tema de estabilidad de taludes en el acantilado de Lima y aporta nuevas metodologías de análisis para predecir el comportamiento del talud ante sollicitaciones sísmicas, del mismo modo añade una evaluación detallada de la estabilidad en una zona con una gran concentración de edificaciones y centros comerciales de gran importancia como Larcomar (ver Figura 1.4), que presenta gran concurrencia diaria de público, es por ello que este análisis de estabilidad y deformaciones en esta zona es de vital importancia.

En los últimos años ha aumentado el desarrollo de la construcción en el acantilado de la Costa Verde, la construcción de nuevas edificaciones implica la variación de la estabilidad natural del talud, debido ya sea a los volúmenes de corte y relleno que se generan, o al peso de la edificación a construirse, la cual en muchos casos esta cerca o sobre el acantilado. Si se produce alguna falla por inestabilidad durante o después de la construcción de alguna de estas edificaciones, esto afectaría no sólo económicamente al proyecto, sino también se pueden perder muchas vidas; además, considerando la cercanía de las cimentaciones de los edificios y centros comerciales aledaños y el circuito de playas ubicado al pie del talud, estas pérdidas se multiplicarían.



Figura 1.4: Centro Comercial Larcomar

El área de estudio está ubicada dentro de una zona de gran actividad sísmica como es la costa del Perú, es por ello que conocer el comportamiento de los taludes del acantilado ante estas solicitaciones es de vital importancia. Geomorfológicamente los taludes estudiados se encuentran en una zona de variación topográfica constante, debido tanto a factores naturales como a la acción del hombre.

Cualquier construcción a ser desarrollada en el futuro en el área estudiada, se realizará en una zona de alto riesgo, por ello se requiere de un análisis de estabilidad detallado antes de la construcción para conocer qué zonas son las más propensas a la ocurrencia de falla durante la construcción en el talud.

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Objetivo principal

- Analizar la estabilidad de los taludes en una zona específica de la Costa Verde.
- Analizar las deformaciones ocasionadas en el acantilado durante un sismo y con ello predecir su comportamiento.

Objetivos específicos

- Obtener los parámetros estáticos y dinámicos de la grava del acantilado de Lima en la zona específica de estudio.
- Conocer las zonas más críticas del área de estudio en función a su estabilidad y desarrollo de deformaciones.
- Complementar el análisis de estabilidad realizado con los típicos métodos de equilibrio límite con el análisis de esfuerzo-deformación y de deformaciones permanentes y con ello tener un criterio más amplio para entender el comportamiento sísmico de los taludes del acantilado.

1.4 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

- En la presente investigación se analiza la estabilidad física del acantilado de Lima en la zona donde se construirá en un futuro el proyecto Hotel Larcomar, comprendido en la parte baja del Centro Comercial Larcomar en el distrito de Miraflores en Lima.
- Se realizó el análisis de deformaciones permanentes empleando la metodología de Newmark, a las secciones cuya estabilidad en el caso pseudo-estático no cumpla con el factor de seguridad mínimo.
- Dependiendo de los resultados obtenidos de estabilidad física y de deformaciones permanentes, se concluirá cuales son las zonas más propensas al colapso ante la ocurrencia de un eventual sismo de gran magnitud.

CAPÍTULO II: CARACTERÍSTICAS DEL CONGLOMERADO DE LIMA

En los últimos años se han venido realizados diferentes trabajos sobre el suelo de Lima y en especial en los acantilados de la Costa Verde, en muchos de los cuales no se proporcionan referencias de los aportes desarrollados y publicados con anterioridad, debido a ello los parámetros del suelo utilizados han sido asumidos y en algunos casos hasta mal usados (Martínez, 2007).

Para abordar un problema geotécnico es necesario determinar las propiedades y características básicas del suelo de fundación, debido a que se trata del conglomerado de Lima los parámetros requeridos no son fácilmente obtenibles, debido a que en nuestro medio no se disponen de equipos adecuados de campo o de laboratorio para su obtención; aún en centros de investigación que cuentan con recursos importantes, en la actualidad no se cuentan con equipos de laboratorio de gran escala que permitan obtener parámetros de estos tipos de suelos. Cuando se trata de la grava del conglomerado, por ser ésta uno de los mejores suelos entre los existentes, sus propiedades son subestimadas y generalizadas y con ello omitiendo el cuidado y precauciones que se tienen con otros tipos de suelos cuando se realizan pruebas de campo o de laboratorio.

Se han realizado diversos ensayos a lo largo de toda la Costa Verde, entre ellos tenemos: los presentados en el Boletín N° 18 del INGEMMET titulado "Estudio de la Seguridad Física de los Acantilados de la Costa Verde"; las investigaciones presentadas en los antecedentes del Capítulo I; y los estudios de suelos realizados para la construcción del Complejo Turístico Larcomar, la Construcción del Fashion Center y el más reciente para el Hotel Larcomar.

La Costa Verde, se desarrolla a lo largo del litoral marino entre Chorrillos (Lima) y La Punta (Callao) con 22.5 Km. de longitud. Uno de los mayores problemas que afecta a toda la Costa Verde son las fuertes pendientes naturales o antrópicas que existen en las laderas, ello constituye una amenaza constante para las personas y vehículos que transitan por las vías aledañas debido a los continuos desprendimientos de las rocas.

El clima de la zona es semiárido bañado por brisas marinas. A lo largo del año no se registran variaciones extremas entre las temperaturas máxima y mínimas anuales, existe nubosidad permanente entre los meses de abril a noviembre, pero lo que si perdura en todo este tiempo es el elevado contenido de humedad. Los vientos no son de gran intensidad y las precipitaciones están referidas a la presencia de garúas invernales que ocurren cuando la saturación en la humedad relativa ha llegado a su máximo.

2.1 GEOLOGÍA

A través del tiempo se han realizado diversos ensayos de exploración como calicatas, perforaciones y trincheras a lo largo de toda la Costa Verde. Martínez y Portuas (1975) y el INGEMMET (1992), a partir de los cortes naturales y/o artificiales han realizado la descripción geológica y geomorfológica de los acantilados. En la Figura 2.1 se presenta el mapa geológico de la ciudad de Lima.

El suelo de Lima es un depósito de origen aluvial de características homogéneas, materializados en los mapas geológicos como Q-al, es poca la información que se tiene del Cuaternario de Lima y los trabajos realizados sintetizan las siguientes características (Martínez, 2007):

- El suelo de Lima pertenece al depósito del cono de deyección de los ríos Rímac y Chillón. Los cuales son de edad cuaternaria.
- El origen de este acantilado es fluvio-aluvial (Q-al).
- Tiene la peculiaridad de ser heterogéneo, errático y discontinuo formando lentes, capas de diferentes formas y dimensiones como de arcillas, limos y arena dentro de la gran masa del conglomerado formando gravas con matriz arenosa y limosa.
- Tiene buena permeabilidad, con valores alrededor de $k = 1 \times 10^{-3}$ m/s. y llegando a tener valores de resistencia mayores a 400 kPa.
- La potencia promedio en el río Chillón es de 400 m y en el río Rímac de 300 m llegando hasta 600 m al sur del Callao.
- El límite inferior es el basamento rocoso que es de origen Cretácico.

El cono de deyección del río Rímac colinda por el Este con el distrito de Santa Clara, por el sur con el Morro solar, por el norte con la zona de Bocanegra. En la zona de Miraflores se observan taludes gravosos con gran cantidad de costras calcáreas.

El cauce del río Rímac parece ser que ha migrado de sur a norte en etapas sucesivas, concordante con el desplazamiento de la línea litoral, la misma que ha sufrido desplazamiento y erosión progresiva desde su dirección inicial Suroeste-Noreste hasta ocupar su alineamiento actual Sureste-Noroeste. Asimismo, el río durante sus crecidas ha dado lugar a desbordamientos hacia las márgenes, originando acumulaciones de crecientes que luego han servido para modificar el cauce en la etapa de estiaje.

En los bordes laterales predominan depósitos limo-arcillosos con lentes arenosos de espesores reducidos.

En la base de los acantilados se localizan depósitos artificiales de escombros, provenientes de las diferentes obras viales y residenciales ejecutadas en Lima en el pasado y en la actualidad, que han sido acumulados en forma de montículos y acomodados en declives alineados, conformados por cantos rodados de diferentes tipos de rocas y de granulometría y formas variadas, redondeados, subredondeados y ovoidales, mezclados con gravas y escasa cantidad de aglutinantes.

Los suelos del abanico están conformados por suelo conglomerádico, gravoso, de origen aluvial, constituido por bolos y cantos de hasta 0.30 m los cuales conforman un 20% del total de material existente; las gravas y gravillas subredondeadas a redondeadas de litología intrusiva y volcánica conforma un 60% del total y la matriz limo-arenosa conforma un 20%, estos materiales son no plásticos, están en forma semicompacta, seca a ligeramente húmeda y con una permeabilidad media a alta (Martínez, 2007).

Se intercalan horizontes lenticulares areno-limosos, secos, incompetentes, cuyo espesor es variable, siendo de mayor espesor en las zonas laterales

elevaciones, tendencias del perfil en equilibrio mostrado por los ríos, litoral marino, efecto y transformación del conglomerado donde las filtraciones naturales han lavado la matriz de los cantos rodados y también han cementado con carbonato de calcio las costras calcáreas superficiales en las laderas del acantilado. Martínez (2007).

Se podría sintetizar las siguientes características de la geomorfología del acantilado de Lima, Martínez (2007):

- El suelo de Lima forma el delta de los abanicos de los ríos Rímac y Chillón, estos suelos tienen diferentes características como origen, geometría, propiedades, composición, entre otros. El suelo predominante es la grava de cantos rodados.
- Las gravas son conformadas por rocas ígneas, predominando en el cono del río Rímac las Granodioritas, y para el cono del río Chillón las Andesitas,
- La presencia de las escarpas en los acantilados indican una evolución geodinámica importante de la erosión del mar sobre el suelo de Lima.
- Se han encontrado horizontes de gravas del conglomerado cuyos cantos rodados están completamente alterados y se consideran como suelo arenoso.
- El nivel freático ha venido sufriendo variaciones importantes con un descenso en el año 1988, que descendió por debajo de los 60 m.

Este abanico constituye una terraza fluvio-aluviónica de relieve horizontal con una extensión de 300 km² cuyo vértice oriental se encuentra en el distrito de Vitarte y su línea occidental está sobre la línea costera de 22.5Km, la cual representa una línea de erosión del abanico; limita hacia el sur con el Morro Solar y hacia el norte cubre parte del abanico del río Chillón. El actual lindero entre los abanicos de los ríos Rímac y Chillón se encuentran aproximadamente 3 Km al norte del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez. Este abanico del río Rímac presenta una pendiente de Este a Oeste de 1.25% aproximadamente.

Si realizamos un perfil longitudinal de este cono deyectivo en sentido Este Oeste observamos que una zona de los acantilados de la Costa Verde

corresponde a un truncamiento del cono aluvial producto de la acción marina que progresivamente ha ido erosionando los materiales desde un lugar final de disposición (a la altura de una línea imaginaria existente en un alineamiento entre la isla San Lorenzo y el Morro Solar) hasta el lugar que actualmente ocupan.

El perfil transversal del acantilado a lo largo de la ribera, presenta una serie de pequeñas cavidades y convexidades; observándose entalladuras por la acción mecánica de las olas; la que se hace más intensa en el pie del acantilado. Las pendientes del acantilado varían de entre los 20° hasta los 90°.

La heterogeneidad se da en forma marcada en el tipo de los suelos finos, dentro del depósito del conglomerado como parte de la matriz, la cual es también variable, como entre Miraflores a Barranco o entre Barranco y Chorrillos en donde desaparecen las gravas (Martínez, 2007).

La distribución granulométrica evidencia la presencia de suelos finos en los acantilados. En Bellavista el 40% de lentes son granos finos, entre Bellavista y Miraflores es menos de 10%, entre Miraflores y Barranco es de 20%, cuya característica es de tener capas muy finas, en Barranco es el 30%, en Chorrillos llega a 75% pasando a muy finos, es decir, de limosa a arcillosa (Martínez, 2007). En la Figura 2.2 se presenta el mapa geomorfológico de la ciudad de Lima.

A lo largo de la Costa Verde, encontramos cuatro unidades estratigráficas las cuales están relacionadas con los depósitos consolidados del cuaternario. Los depósitos del cuaternario están conformados por depósitos aluviales - fluviales, aluviales, mantos recientes, así como de costras calcáreas, material de relleno y vegetación existente, las que se describirán a continuación:

- **Depósito aluvial-fluvial (Qpr-al-fl)**, esta unidad estratigráfica tiene una edad entre el cuaternario antiguo y reciente está conformado por conglomerados (reduce su potencia y tamaño de norte a sur) cuya matriz contiene material arenoso y areno limoso, con horizontes de material aluvial (Qr-al) y lentes compuestos por material aluvial o arenas,

cubriendo a estos conglomerados hasta una altura desde el pie que oscila en 20 m. Se pueden observar costras calcáreas producto de anteriores filtraciones de agua que ha cementado el material en mención.

- **Depósito aluvial (Qr-al)**, esta unidad estratigráfica tiene una edad entre el cuaternario reciente y/o se puede decir que pertenece a las últimas avenidas aluviales del río Rímac. Este depósito heterogéneo y errático está compuesto por arcillas, arenas y limos.
- **Depósito marino (Q-m)**, esta unidad estratigráfica tiene una edad de cuaternario reciente, que está compuesto por arenas marinas recientes.
- **Depósito de relleno (Q-r)**, constituido por desmonte y/o basura, que se puede apreciar a lo largo del borde de las terrazas que muchas veces tienen potencias considerables (10 – 20 m), otras veces se les puede encontrar entre las cárcavas o al pie del talud.

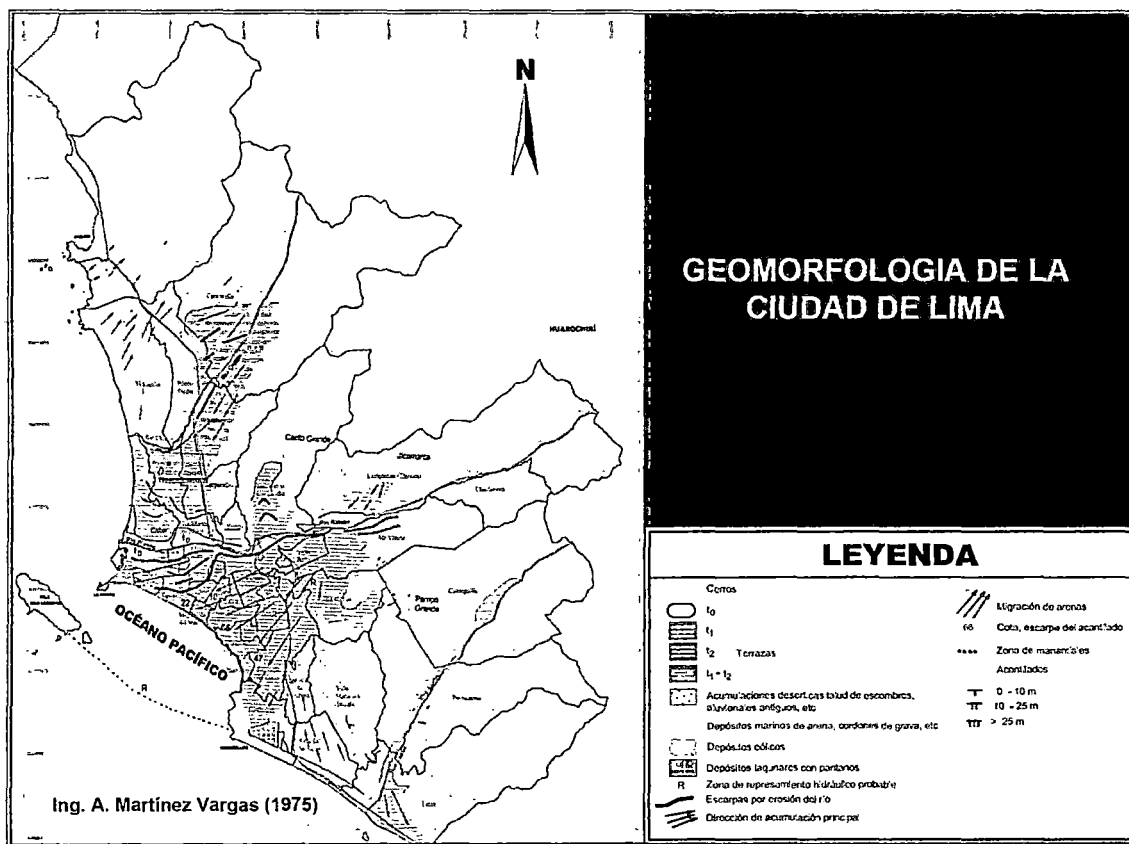


Figura 2.2: Geomorfología de la ciudad de Lima (Fuente: CISMID 2004)

2.3 TECTÓNICA

Gracias a las referencias históricas de Silgado (1978) y las evaluaciones instrumentales, se conoce que la ciudad de Lima ha sido sometida a una serie de sismos de gran magnitud, los cuales han dejado cuantiosos daños materiales y pérdidas de vidas humanas. La principal fuente generadora de los eventos sísmicos que afecta a la región es la zona de subducción, definida por la interacción de la Placa de Nazca y la Placa Continental. Esta fuente ha generado eventos de gran magnitud en la zona de la costa central del Perú, donde se han registrado eventos de hasta 8.2 grados en la escala de Richter. Del mismo modo, debido a la cercanía de las fuentes sismogénicas con la superficie terrestre, la intensidad del movimiento sísmico será bastante considerable en la zona urbana. Los efectos causados por los movimientos telúricos se ven incrementados por las condiciones de sitio que se presentan en distritos como Chorrillos, Barranco, La Molina entre otros. Todo ello ha sido posible observar en los terremotos pasados como el del 17 de octubre de 1966, el del 31 de mayo de 1970, el del 03 de octubre de 1974 y el más reciente el del 15 de agosto del 2007.

El área que comprende a Lima Metropolitana puede ser generalizada como un suave plegamiento anticlinal (buzamiento de menos de 20°), fallado sensiblemente a lo largo de un rumbo N-S. La traza del eje del pliegue anticlinal no es definida, pero se considera que pertenecen al flanco SO, el Morro Solar, la Isla San Lorenzo, los cerros La Regla y Oquendo. El flanco NE pertenece a las estribaciones o de los cerros Arrastre Bajo, Mulería y La Milla, El Agustino, La Molina, Cascajal, Pamplona y Zigzag. Se supone un eje curvado, pero probablemente se trata de una geometría influenciada por fallas transversales al eje. Otro pliegue sinclinal de menor magnitud, ocurre en la Tablada de Lurín el cual se prolonga hasta cerca del cerro La Molina. (CISMID, 2004).

El área de Lima Metropolitana se encuentra atravesada por diversas fallas de magnitud regional. La mas conspicua es la que se conoce como la falla de La Chira (aproximadamente N-NO), cuya prolongación parece visualizarse en la falla inferida al norte del río Rímac, entre el cerro Arrastre Bajo y los cerros Mulería – Milla, atravesando de este modo la gran Lima a lo largo de una línea

imaginaria desde el Campo del Golf de San Isidro, Hospital del Niño en Breña y la Av. Zarumilla en San Martín de Porres. Otras fallas son las de Conchan y Villa, cuya prolongación hasta el Norte puede coincidir con la quebrada de Canto Grande y la conspicua inflexión que el río Rímac penetra al pie del Cerro San Cristóbal (CISMID, 2004).

2.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA

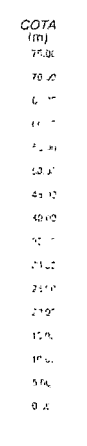
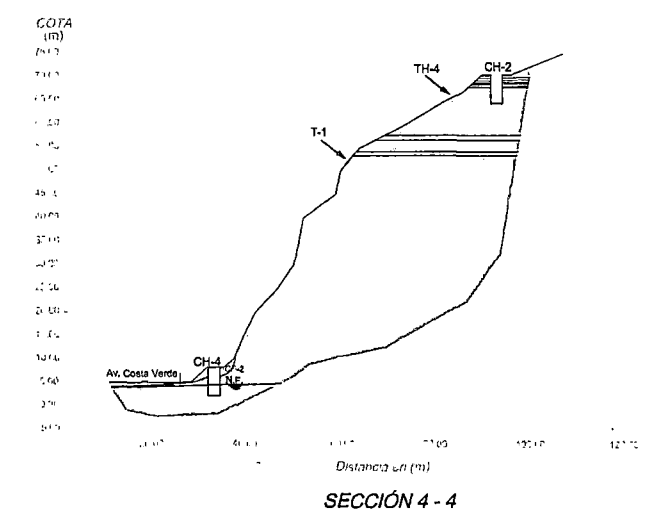
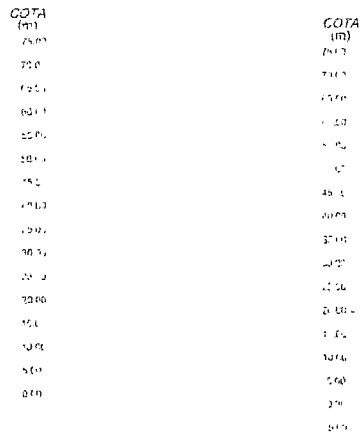
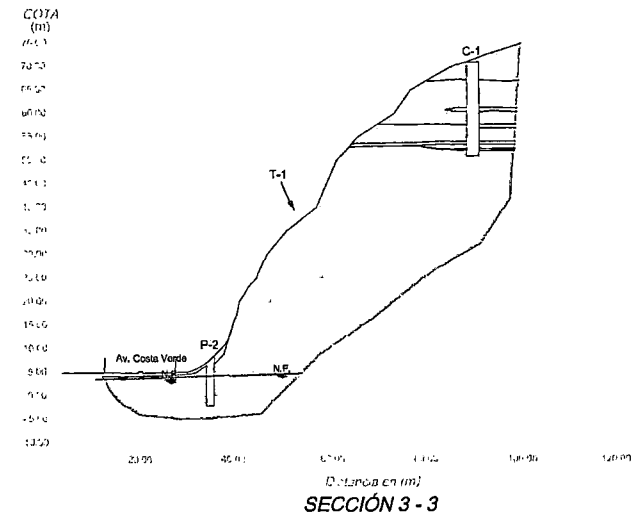
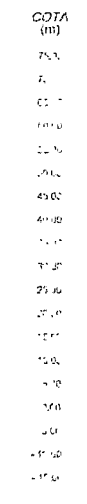
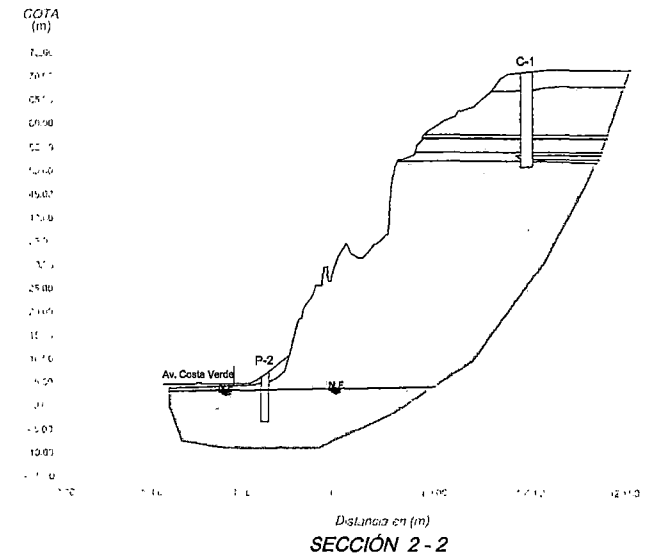
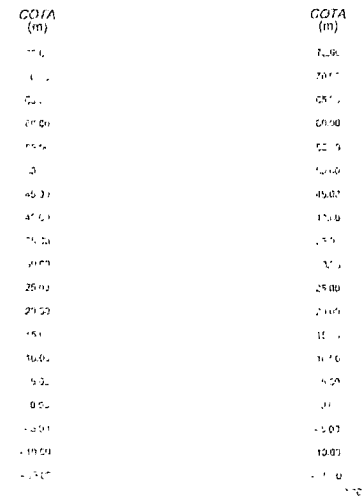
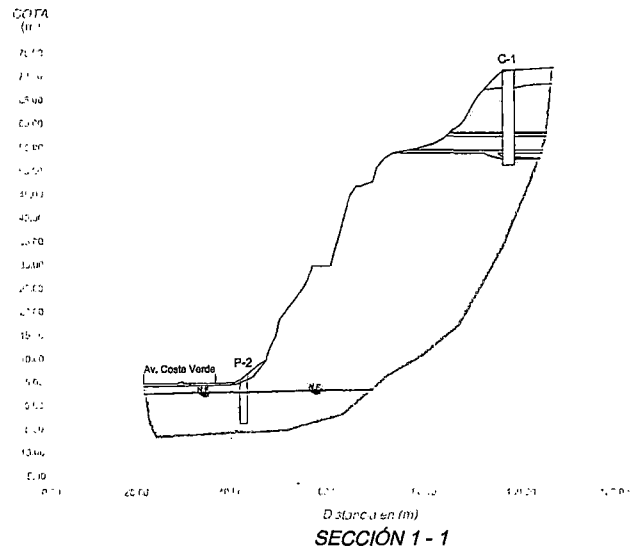
Para obtener las características geotécnicas del talud, se tomó en consideración los estudios realizados por la empresa M&M S.A. en Agosto del 2008; del mismo modo se ha recopilado la información de trabajos e investigaciones anteriores realizadas en la zona y áreas cercanas como se puede observar en el Plano N° 2, en este plano también podemos observar en planta las secciones estratigráficas las cuales se muestran en las Figuras 2.3, 2.4 y 2.5. De estos estudios se puede concluir que la estratigrafía de los taludes está compuesta principalmente por grava arenosa, pobremente gradada, medianamente densa a densa, con bolones y con presencia de rellenos de forma puntual y sobretodo en la parte superficial los cuales no son de gran potencia.

El programa de exploración de campo llevado a cabo por la empresa M&M S.A. comprendió los siguientes trabajos, ver Plano N° 2:

- 1 perforación rotativa de 30 m de profundidad, denominada P-1, ubicada a media ladera del acantilado.
- 2 perforaciones rotativas de 10 m de profundidad, denominadas P-2 y P-3, ubicadas en la parte inferior del acantilado.
- 2 calicatas excavadas en forma manual hasta 20 m de profundidad con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, denominadas C-1 y C-2.
- 13 calicatas de 4 a 8 m de profundidad denominadas CB-1, CB-2, CB-3, CB-4, CC-1, CC-2, CA-1, CA-3, CA-7, CH-1, CH-2, CH-3 y CH-4.
- Perfilaje del talud del acantilado en 6 secciones denominadas TH-1 a TH-4, T-1 y T-2.

Los resultados de los ensayos realizados en las muestras tomadas en las investigaciones de campo son presentadas en el Anexo A y Anexo B.

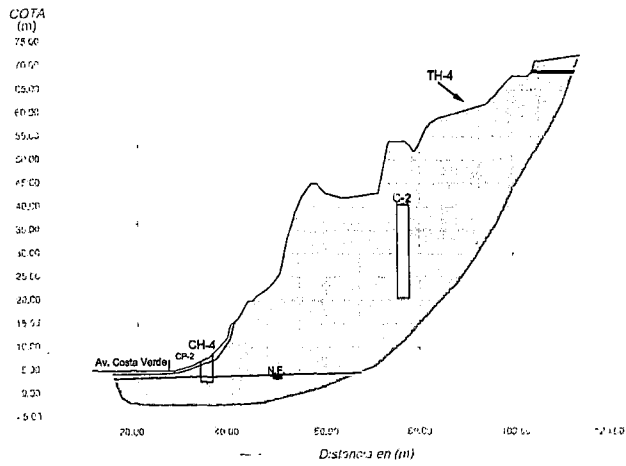
Figura 2.3, Secciones Estatigráficas



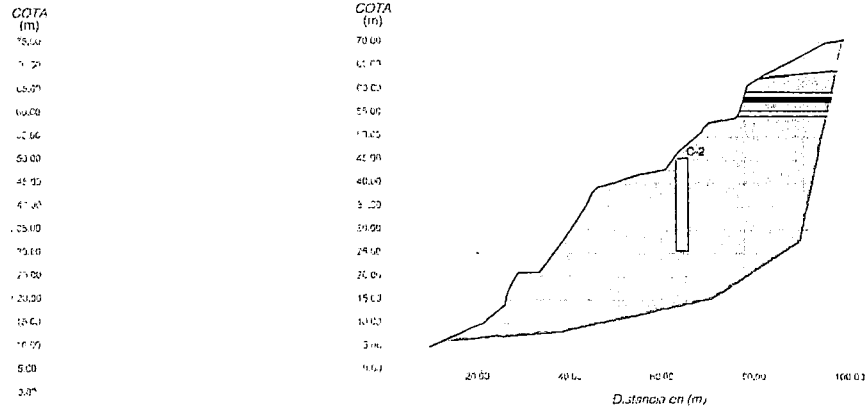
LEYENDA

- Relleno.
- Arcilla limosa, de plasticidad baja a media, medianamente compacta a compacta.
- Limo arcilloso, de plasticidad baja, compacto.
- Arena fina, mal graduada, medianamente densa.
- Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa y densa; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados.
- Nivel Freático

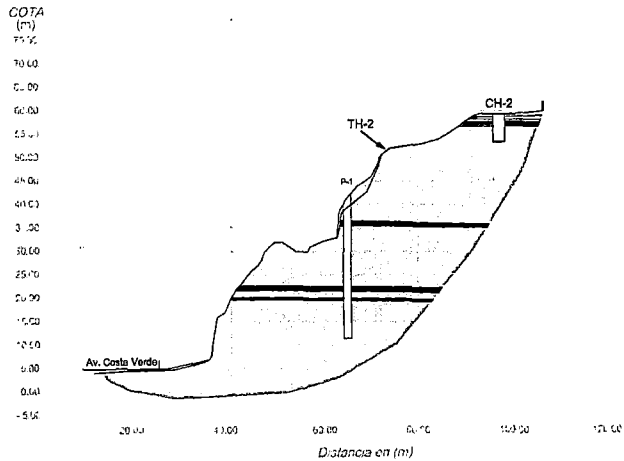
Figura 2.4, Secciones Estratigráficas



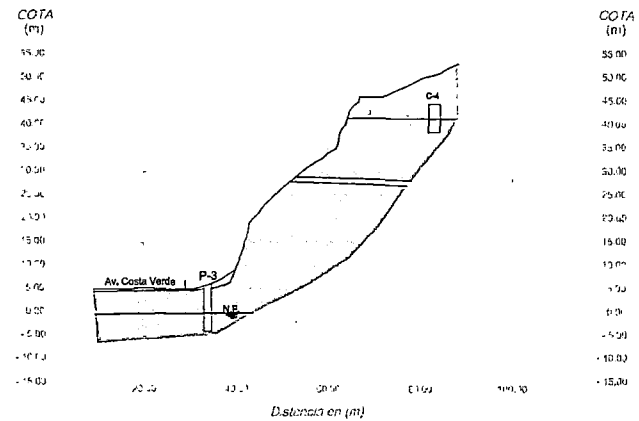
SECCIÓN 5 - 5



SECCIÓN 6 - 6



SECCIÓN 7 - 7

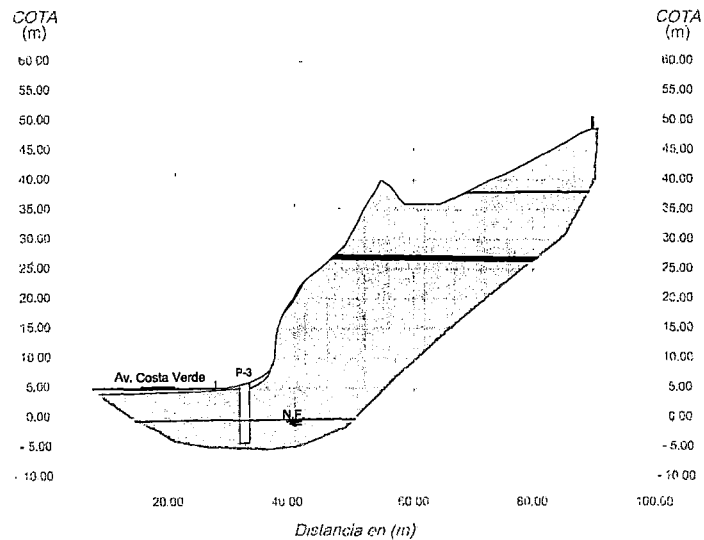


SECCIÓN 8 - 8

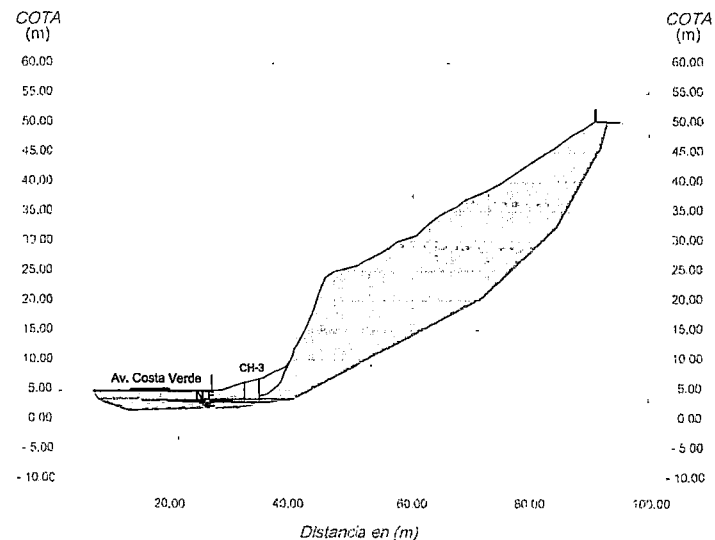
LEYENDA

- Relleno.
- Arena fina, mal graduada, medianamente densa.
- Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa y densa; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados.
- Arcilla limosa, de plasticidad baja a media, medianamente compacta a compacta.
- Nivel Freático

Figura 2.5, Secciones Estatigráficas








SECCIÓN 9 - 9



SECCIÓN 10 - 10

LEYENDA

-  Relleno.
-  Arena fina, mal graduada, medianamente densa.
-  Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa y densa; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados.
-  Arcilla lamosa, de plasticidad baja a media, medianamente compacta a compacta.
-  Nivel Freático

Por otro lado, en el año 2009 Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L. realizó 2 ensayos de corte directo *in situ* en la zona de estudio, uno al pie del talud, y el otro punto ubicado sobre el talud a 40 m.s.n.m. como se puede observar en las Figuras 2.6 y 2.7. Los resultados de estos ensayos son presentados en el Anexo C.

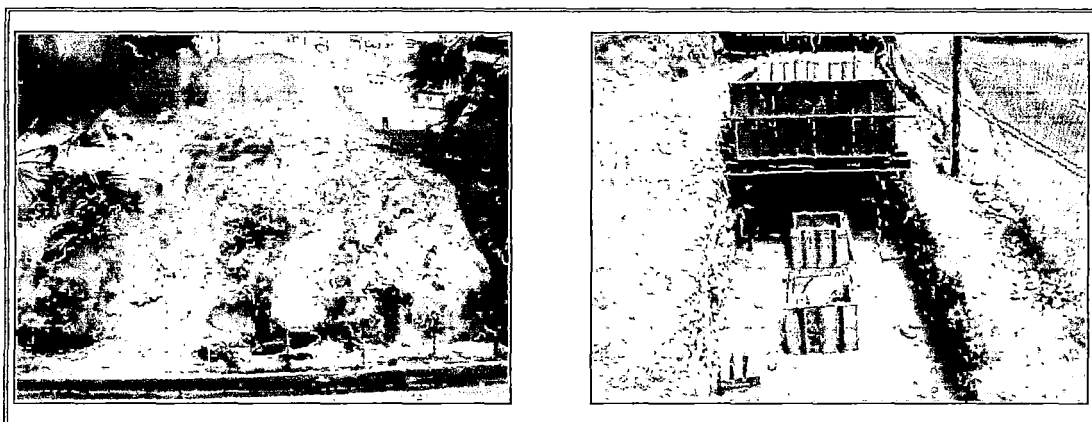


Figura 2.6: Vistas del ensayos de corte directo *in situ* al pie del talud (Fuente Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L.)

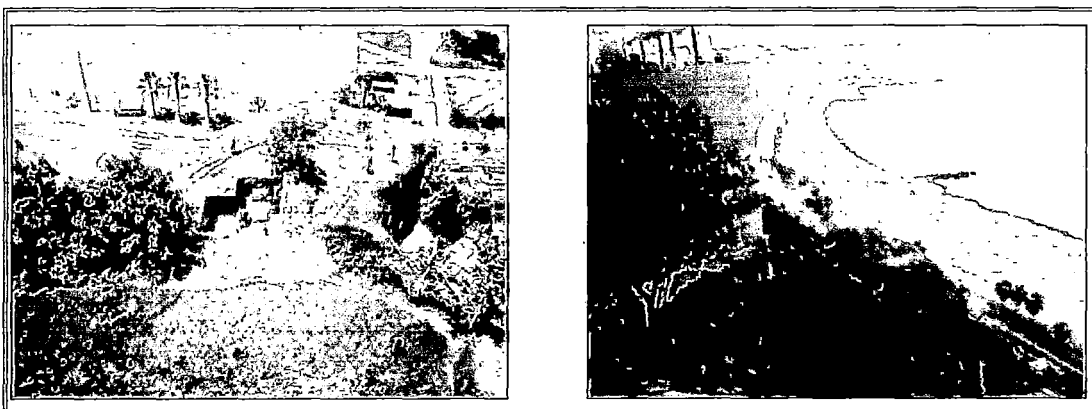


Figura 2.7: Vistas del corte directo *in situ* en el talud a 40 m.s.n.m. (Fuente Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L. 2009)

En la Figura 2.8 observamos el plano en planta con la ubicación de los ensayos de corte directo.

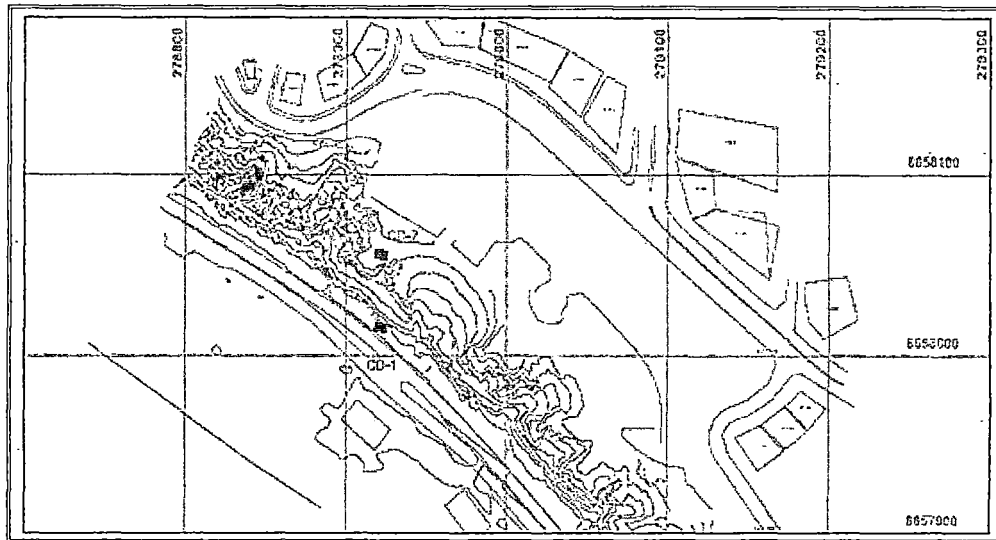


Figura 2.8: Plano en planta con la ubicación de los ensayos de corte directo in-situ
(Fuente Jorge Alva Ingenieros E.I.R.L. 2009)

Los resultados obtenidos de este ensayo se muestran en el Cuadro 2.1

Cuadro 2.1: Valores obtenidos del ensayo de corte directo in situ

Ubicación	Cohesión (kPa)	Ángulo de Fricción (°)
Al Pie del Talud	10	35
Sobre el Talud	20	40

El nivel freático se registró solo en las perforaciones y las calicatas ejecutadas al pie del acantilado, las profundidades varían entre 3.10 y 3.30 m con respecto al nivel del pie del talud. Dado a la cercanía al mar, el nivel freático está influenciado por el nivel del mar y puede sufrir fluctuaciones conforme varíen los niveles de mareas. Asimismo, en el Cuadro 2.2 se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los diferentes ensayos de corte directo *in situ* realizados en el conglomerado de Lima por diferentes consultores.

Cuadro 2.2: Valores obtenidos del ensayos de corte directo in-situ en el Conglomerado de Lima

Ubicación	Tipo de estudio	Tipo de suelo	Parámetros				Referencia
			Z (m)	C (kg/cm ²)	φ (°)	γ (kg/cm ²)	
Campus UNMSM (Av. Universitaria, Venezuela Lima)	Tesis de Grado	GM	4,30	0,15	34,0	---	UNI FIC - Alpha Consultores (1996), Intercambio vial
Malecon de la Marina (Miraflores-Lima)	Tesis de Grado	GP	---	0,55	39,9	2,10	CISMID, Hidroenergía Consultores (1997), Mariella Cañari - Costa Verde
Hotel Larcomar (Miraflores-Lima)	Estabilidad. Pie del Talud	GP	1,00	0,10	35,0	---	Jorge Alva Ingenieros (2009)
Hotel Larcomar (Miraflores-Lima)	Estabilidad. En el talud a 40 m.s.n.m.	GP	1,80	0,20	40,0	---	Jorge Alva Ingenieros (2009)

Para determinar la densidad natural del terreno, se tomó en consideración los estudios realizados por la empresa M&M, así como también la información recopilada de trabajos e investigaciones anteriores. Según el cuadro presentado por U.S. Navy en el cual se muestra la variación del ángulo de fricción efectiva con la variación de la densidad relativa y el peso específico (Figura 2.9), podríamos concluir que la densidad de la grava del talud en el área de estudio varía entre 22 kN/m^3 a 23 kN/m^3 .

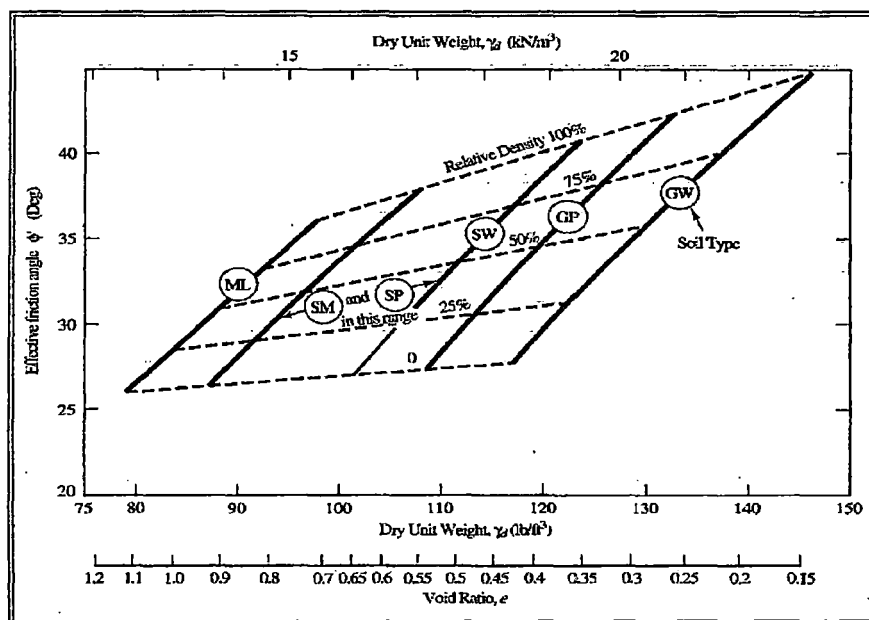


Figura 2.9: Valores típicos del ángulo de fricción efectiva para arenas, gravas y limos sin plasticidad (Fuente U.S. Navy. 1982a)

2.5 PARÁMETROS DINÁMICOS

Para obtener los parámetros dinámicos del conglomerado de Lima, se ha recopilado información de los ensayos de placa realizados en estos materiales en diversos lugares. En el Cuadro 2.3 y 2.4 se presentan las relaciones empíricas para obtener el módulo de corte, en el Cuadro 2.5 se presenta un resumen de los resultados de estos ensayos, así como los valores del módulo de corte y velocidad de ondas de corte obtenidas.

Cuadro 2.3: Relaciones para obtener el módulo de corte (Fuente: Kramer 1996)

Relación	Referencia	Comentario
$G = 1000K_2(\sigma'_m)^{0.5}$	Seed & Idriss (1970)	G en psf
$G_{\max} = 14760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (OCR)^a (\sigma'_m)^{0.5}$	Hardin & Drnevich (1972)	Gmax en psf, (a) depende del IP
$G_{\max} = 8400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{0.5}$	Hardin & Drnevich (1972)	Gmax en psf
$G_{\max} = 20000(N_{160})^{0.333} (\sigma'_m)^{0.5}$	Ohta y Goto (1976) Seed et al (1986)	Gmax en psf
$G_{\max} = \frac{\gamma}{g} V_s^2$	Formulación matemática	Gmax depende de la unidad de γ y g.

Estas correlaciones tienen una gran aproximación para la arena y los suelos finos ya que los parámetros son fácilmente obtenibles mediante ensayos de laboratorio, lamentablemente en las gravas debido a su tamaño no se pueden obtener los parámetros necesarios; debido a ello, se obtienen los parámetros en función de la velocidad de ondas de corte (V_s), la cual puede ser obtenida fácilmente mediante mediciones in situ. Muchas correlaciones relacionan la velocidad de ondas de corte con los golpes de ensayo SPT en función de la antigüedad del material, tal como se muestra en el Cuadro 2.4.

Cuadro 2.4: Correlaciones empíricas entre la velocidad de ondas de corte y N de SPT (Fuente: Rollins et al. 1998)

Relación	Comentario
$V_s = 63(N_{60})^{0.43}$	Para gravas del periodo Holoceno
$V_s = 132(N_{60})^{0.32}$	Para gravas del periodo Pleistoceno

Los resultados de los ensayos de placa (Cuadro 2.5) han sido comparados con un ensayo Down Hole realizado en el distrito de San Isidro, cuyos resultados se presentan en el Cuadro 2.6, y con un ensayo de refracción sísmica realizado en Miraflores, cuyos resultados se resumen en el Cuadro 2.7. Como se puede observar en estos cuadros, los valores del módulo de corte y velocidad de ondas de corte obtenidos con estos métodos son similares; sin embargo, estos valores son relativamente altos para un suelo gravoso, lo cual se debe básicamente a

que la edad geológica de las gravas de Lima en las zonas analizadas son de origen Pleistocénico. En el ítem 3.2 se describirá la importante influencia de la edad geológica en las propiedades del suelo.

Cuadro 2.5: Evaluación del ensayo de placa (Fuente: Macazana 2006)

Ubicación	Profundidad de la prueba (m)	Tipo de Suelo	Módulo de corte G (kPa)	Vs (m/s)
Intersección Av. Universitaria y Av. Materiales	2,0	GP	449 998,5	458,5
Intersección Av. Universitaria y Av. Materiales	2,0	GP	254 541,0	344,8
Lima Polo Club Monterrico (1990)	2,0	GP-GM	258 751,5	347,7
Intercambio Vial Av. Venezuela - Av. Universitaria (1996)	4,6	GP	84 000,0	198,1
Hipermercado METRO-UNI (1999)	2,5	GP	349 996,5	404,4
Hipermercado METRO-UNI (1999)	2,0	GP	420 005,3	442,9
Edificio Multifamiliar - Surco (1999)	1,7	GP	899 986,5	648,4
Edificio Multifamiliar - Surco (1999)	1,7	GP	599 996,3	529,4
Videna San Luis - Módulo Básquet (2003)	1,2	GP	420 000,0	442,9
Videna San Luis - Módulo Básquet (2003)	1,2	GP	367 500,0	414,3
Av. Tomas Marsano - Miraflores	1,5	GP	1 575 000,0	857,7
Anita Food -Santa Anita (2000)	1,7	GP	1591 170,0	862,2
Ministerio de Energía y Minas (1995)	2,0	GP	175 003,5	285,9
Planta Gloria - Huachipa (2000)	0,2	GP	111 636,0	228,4
Planta Gloria - Huachipa (2000)	0,2	GP	137 812,5	253,7

Donde Vs: Velocidad de ondas de corte

**Cuadro 2.6: Resultados del ensayo Down Hole realizado en el distrito de San Isidro
(Fuente: Hidroenergía 1998)**

Estratos	Profundidad aproximada	Vp (m/s)	Vs (m/s)
1	0,0 – 2,5 m	392	239
2	2,5 – 9,5 m	881	529
3	9,5 – 18,0 m	1 250	742

**Cuadro 2.7: Resultados del ensayo geofísico realizado en el distrito de Miraflores
(Fuente: Cesel 2008, Chahua 2010)**

Estratos	Profundidad aproximada	Vs (m/s)	G (Kpa)
1	0,0 – 2,0 m	300	165 306
2	2,0 – 10,0 m	630	850 500
3	10,0 – 14,0 m	655	919 339

CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO

Se conoce bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea de forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. (Juárez Badillo, 1996)

La estabilidad de los taludes es influenciada por varios factores, y una evaluación completa de la estabilidad considera los efectos de cada uno de éstos. La geología, hidrología, topografía, geometría y las características de los materiales, todos ellos influyen en la estabilidad de cada talud específico (Kramer, 1996).

3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Los ingenieros, al cumplir su misión de transformar la naturaleza se encuentran frecuentemente con la necesidad de mantener en el terreno determinadas pendientes. En algunas ocasiones este problema surge durante la excavación del terreno natural, cortes para una carretera, exploración de una mina a tajo abierto, excavación de sótanos para las edificaciones; del mismo modo, este problema puede surgir con terrenos artificiales como terraplenes, depósitos de mineral, presas entre otras obras ingenieriles.

3.1.1 Métodos de Equilibrio Límite

Los métodos de equilibrio límite son los más usados en el análisis de estabilidad de taludes, estos métodos han demostrado a lo largo de los años ser rápidos, sencillos y precisos.

Las hipótesis planteadas por los métodos de equilibrio límite son los siguientes:

- La superficie potencial de falla está bien definida.
- El colapso de la masa de suelo es incipiente.
- Se cumple el criterio de Mohr-Coulomb a lo largo de toda la superficie de ruptura, o algún otro criterio previamente establecido.

- Se obtiene un único factor de seguridad a lo largo de cada superficie de falla.
- Consideran que el suelo tiene un comportamiento mecánico como materiales rígidos perfectamente plásticos,

Los métodos de equilibrio límite tienen las siguientes características en común:

- a. El factor de seguridad está directamente asociado con los parámetros del suelo, en particular con la resistencia cortante, y estos tienen un alto grado de incertidumbre, y es esto el principal problema al utilizar estos métodos en la mayoría de los problemas de Ingeniería Geotécnica
- b. Introducen hipótesis para complementar las ecuaciones de equilibrio, esto se debe a que cuando se resuelven estas ecuaciones de equilibrio el número de ecuaciones es mayor al número de ecuaciones obtenidas del equilibrio estático.
- c. Consideran en forma genérica que la masa de suelo tiene un comportamiento mecánico rígido perfectamente plástico y no se toma en cuenta el esfuerzo-deformación que se genera por la existencia de cargas externas, o su propio peso y esta consideración no es aplicable para todos los casos.

Según Van Westen (1994) el valor del factor de seguridad no debe ser usado como valores absolutos si no como valores indicativos que se pueden usar evaluar diferentes escenarios de superficies de deslizamiento.

A continuación se presentan en el Cuadro 3.1 las diferencias entre los métodos existentes:

Cuadro 3.1: Comparación de los métodos de Estabilidad de Taludes

Método	Hipótesis	Comentarios (Tipo de Superficie de Falla)
Fellenius (1927) (en dovelas)	No se considera la fuerza entre dovelas	(Circular) No satisface el equilibrio de fuerzas
Bishop Simplificado (1955) (en dovelas)	Resultante de las fuerzas entre las dovelas es horizontal.	(Circular) (n) hipótesis sobre el punto la aplicación de la fuerza normal y (n-1) sobre la magnitud de las fuerzas tangenciales entre dovelas. Factor de seguridad determina a partir del equilibrio de momentos.
Janbu Simplificado (1968) (en dovelas)	Resultante de las fuerzas entre las dovelas es horizontal. Se utiliza un factor de corrección empírico f_0 para tomar en cuenta los efectos de las fuerzas tangenciales.	(Cualquiera) Los valores sugeridos para f_0 se dan para suelos homogéneos. FS es determinará a partir del equilibrio de fuerzas.
Janbu Generalizada (1968) (en dovelas)	La localización de las fuerzas normales entre dovelas, se da por una línea arbitraria definida previamente	(Cualquiera) No hay hipótesis sobre el punto de aplicación de la fuerza normal entre las dovelas. FS determinará a partir del equilibrio de fuerzas y momentos.
Morgenstern-Price (1965) (en dovelas)	La dirección de fuerzas resultantes entre dovelas es definida utilizando una función arbitraria $f(x)$. La función $f(x)$ necesaria para cumplir con el equilibrio de las fuerzas y momentos debe ser calculada.	(Cualquiera) (n) hipótesis sobre el punto la aplicación de la fuerza normal y (n-1) sobre la magnitud relativa de las fuerzas entre dovelas. Se introduce una incógnita " λ ". El espesor de las dovelas es infinitesimal.
Sarma 1973 (en dovelas)	Distribución de las fuerzas tangenciales entre dovelas se define en base a una función arbitraria. Se calcula el porcentaje de funciones necesarias para satisfacer las λ equilibrio de fuerzas y momentos	(Cualquiera) (n) hipótesis sobre el punto la aplicación de la fuerza normal y (n-1) sobre la magnitud relativa de las fuerzas entre dovelas. Se introduce una incógnita λ
Sarma 1979 (cuñas)	Este método supone que la resistencia al corte se da por todos lados de las cuñas. La inclinación entre cuñas es variada para producir una situación crítica en equilibrio.	(Cualquiera) (n-1) hipótesis acerca del punto de aplicación de las fuerzas normales o la tangencial entre las cuñas y (n-1) sobre el valor relativo de fuerzas entre cuñas. La solución se obtiene como un factor de aceleración crítica K_c .

Los métodos de equilibrio límite tienen una aplicabilidad limitada ya que no toman en consideración la compatibilidad de los esfuerzos y desplazamientos que se generan por las cargas externas o por su propio peso. Asimismo, el método de equilibrio límite no proporciona deformaciones o desplazamientos que

permitan la evaluación más precisa de la estabilidad. Otra de las limitaciones de estos métodos es que la evaluación de la estabilidad con sismo es realizada a través del método pseudo-estático, el cual considera que las fuerzas de inercia adicionales causadas por el sismo son reemplazadas por una fuerza horizontal proporcional al peso de la masa deslizante; como en el caso del análisis estático, no se pueden obtener deformaciones que permitan evaluar mejor la estabilidad sísmica. Cabe recalcar que la utilidad de un talud después de un sismo está controlada por las deformaciones generadas.

En el US Army Corps of Engineering, Slope Stability del 2003 se presenta un cuadro de los mínimos requerimientos de los factores de seguridad para presas de tierra y enrocado, en el Cuadro 3.2 se muestran estos factores de seguridad; del mismo modo, recomiendan emplear el método de Spencer para realizar el análisis de estabilidad. En el Cuadro 3.3 y 3.4 se presentan los factores de seguridad mínimos según Dam Safety Guidelines del 2007 del Canadian Dam Association para casos estáticos y pseudo-estáticos.

Cuadro 3.2: Factores de seguridad mínimos requeridos, USACOE 2003

Condición analizada	Mínimo FS requerido aguas arriba	Mínimo FS requerido aguas abajo
Al final de la construcción para presas de más de 15 m	1,3	1,3
	1,4	1,4
Infiltración constante	—	1,5
Desembalse rápido	1,5	—
Pseudo-estático	1,0	1,0
Post-sismo	1,1 – 1,2	1,1 – 1,2

Cuadro 3.3: Factores de seguridad mínimos requeridos en condiciones estáticas, DSG-CDA 2007

Condición analizada	FS mínimo requerido ¹	Talud
Final de la construcción antes de rellenar el reservorio	1,3	Aguas arriba y aguas abajo
Largo plazo	1,5	Aguas abajo
Total o parcial desembalse rápido	1,2 – 1,3 ²	Aguas arriba

¹FS es el factor de seguridad requerido para la mínima superficie de falla determinada por los métodos de equilibrio límite.

²Valores altos de FS pueden ser requeridos si el desembalse ocurre con frecuencia durante la operación.

Cuadro 3.4: Factores de seguridad mínimos requeridos en condiciones pseudo-estáticas, DSG-CDA 2007

Condición analizada	FS mínimo requerido
Pseudo-estático	1,0
Post-sismo	1,2 – 1,3

3.1.2 Modelamiento Numérico - Modelos Constitutivos

El modelamiento numérico de un material es descrito por una serie de ecuaciones matemáticas las cuales describen la relación entre el esfuerzo y la deformación. Los esfuerzos son tensores los cuales pueden ser representadas por una matriz con coordenadas cartesianas:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

De la teoría de las deformaciones, el tensor de esfuerzos es simétrico, por ello el tensor de deformaciones se puede tener con notación de vector:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx})^T$$

En la Figura 3.1 podemos apreciar el sistema convencional de esfuerzos en el sistema de coordenadas con las tres direcciones.

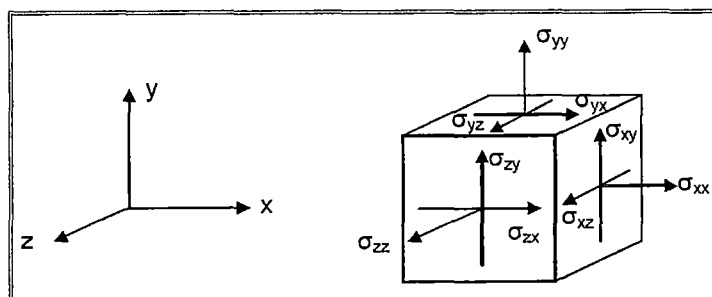


Figura 3.1: Representación tridimensional de los esfuerzos (Fuente: Manual Plaxis V9.0)

De acuerdo a los principios de Terzaghi, el esfuerzo se divide en esfuerzos efectivos $\underline{\sigma}'$, y presión de poros $\underline{\sigma}_w$:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{\sigma}_w$$

Los modelos matemáticos para suelos y rocas generalmente expresan la relación del esfuerzo de manera infinitesimal, estos incrementos están representados de la siguiente forma:

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx})^T$$

Las deformaciones son tensores los cuales pueden ser representadas por una matriz con coordenadas cartesianas:

$$\underline{\varepsilon} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

Para modelos elastoplasticos, las deformaciones se descomponen en componentes estáticas y plásticas:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p$$

De forma análoga a los esfuerzos, las deformaciones se representan como incrementos infinitesimales:

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx})^T$$

Para los modelos lineal elástico la relación entre el esfuerzo y la deformación es como se ve a continuación según la teoría de elasticidad de Hooke:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xx} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}$$

Donde E' es el módulo de Young, y ν' es el coeficiente de Poisson.

Existen diversos modelos constitutivos, la aplicabilidad de estos dependen del tipo de suelo que se analiza, de la aplicación que se tenga en análisis, entre otras cosas. En el Cuadro 3.5 se observan diversos modelos constitutivos y la aplicabilidad de cada uno de ellos.

Cuadro 3.5: Comparación de los Modelos de los Materiales

Modelo	Material representado	Aplicaciones
Elástico	Materiales homogéneos, isotrópicos, continuos, comportamiento lineal en esfuerzo-deformación.	Materiales de manufactura como el acero cargado bajo esfuerzo límite.
Anisotrópico	Material ligeramente laminado con elasticidad anisotrópica.	Materiales laminados cargado bajo esfuerzo límite.
Drucker-Prager	Aplicación limitada, arcillas blandas con baja fricción.	Modelo común para comparar de forma implícita los programas de elementos finitos.
Mohr-Coulumb	Material granular suelto y cementado, rocas, concreto.	Generalmente para modelar suelos y rocas, para estabilidad de taludes y excavaciones.
Hardening-softening (Endurecimiento-ablandamiento)	Material granular con comportamiento no lineal de endurecimiento o ablandamiento.	Para estudios post-falla, como comportamiento del material en colapso progresivo.
Ubiquitous-joint	Material ligeramente laminado con deformaciones anisotrópicas como la Pizarra.	Para excavaciones en zonas cerradas estratificadas.
Cam-Clay modificado	Materiales los cuales la deformación y el esfuerzo de corte son función del cambio de volumen.	Para construcciones en suelos.
Hoek-Brown	Para rocas isotrópicas.	Para construcciones en roca.
Cap-yield	Suelos con decrecimiento de rigidez y desarrollo de la deformación.	Para construcciones en suelos blandos.

Cuando realizamos el modelamiento matemático, la determinación de los esfuerzos estáticos es importante por las siguientes razones:

- El esfuerzo de confinamiento efectivo puede influenciar significativamente en las características de la respuesta dinámica, así como también en el cálculo de la resistencia cíclica.
- El esfuerzo efectivo vertical de sobrecarga y el esfuerzo cortante estático en un plano horizontal (txy) pueden ejercer una influencia significativa en la resistencia a la generación de presiones de poros.
- Es importante determinar el estado de esfuerzos estáticos finales del talud, debido a que éste es considerado como el estado de esfuerzos iniciales para el análisis dinámico, ya que los parámetros dinámicos de los materiales son dependientes de dicho estado de esfuerzos.
- En una presa los esfuerzos estáticos en general, están influenciados por diversos factores, entre ellos, la secuencia de la construcción, la forma en la que han sido depositados los materiales, las condiciones de drenaje, etc. Por lo tanto, el procedimiento analítico para determinar estos esfuerzos debe tomar en cuenta dichos factores.
- Para la evaluación de los esfuerzos estáticos, generados por las cargas de gravedad durante el proceso de construcción de una presa, se puede realizar utilizando programas de cómputo, que emplean la técnica del MEF o MDF. Estos programas deben permitir la modelación de la secuencia de construcción de la estructura a través de un análisis incremental de construcción por capas y el comportamiento no lineal de los materiales a través del modelo hiperbólico.
- Al realizar el análisis estático, las propiedades estáticas y los parámetros hiperbólicos que se utilicen en el modelo constitutivo, pueden ser estimados a partir de la información existente en la literatura para materiales similares a los analizados, o también por ensayos de campo y laboratorio.
- Es necesario determinar adecuadamente el estado de esfuerzos iniciales, debido a que los parámetros dinámicos de los materiales son dependientes de este estado de esfuerzos.

3.1.3 Análisis Dinámico

Gracias al avance tecnológico, se ha logrado un progreso notable en el entendimiento del comportamiento de las estructuras de tierra y enrocado sometidas a la acción sísmica. Actualmente se dispone de métodos analíticos para calcular la respuesta dinámica de estas estructuras, se predice el comportamiento bajo cargas estáticas y dinámicas, y se disponen de métodos de diseño para evaluar la estabilidad sísmica y el potencial de deformación de éstas (Seed et al, 1979).

3.1.3.1 Análisis Pseudo-Estático

Las diversas soluciones de los métodos de equilibrio límite obtenidos mediante los métodos estáticos se pueden extender dando lugar a las sollicitaciones de las cargas sísmicas representadas mediante fuerzas adicionales, estas fuerzas inerciales son cuantificadas con una constante proporcional al peso de la masa de suelo potencialmente inestable. La metodología planteada se ve representada en la Figura 3.2 en la cual se puede observar la fuerza K_h la cual es una proporción del peso de la masa W .

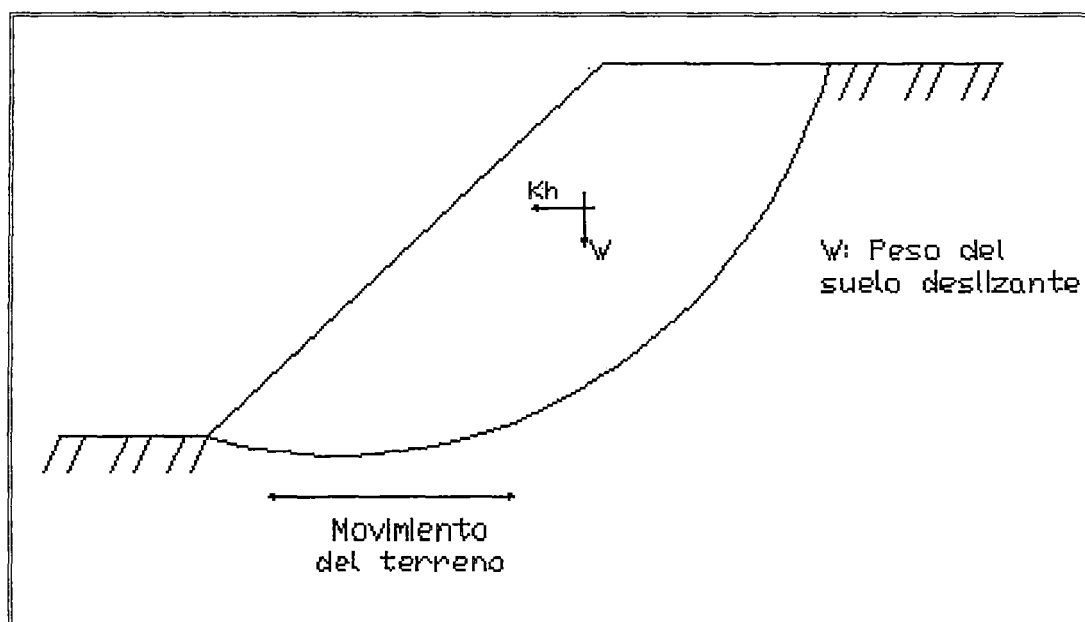


Figura 3.2: Esquema de la metodología empleada para la representación de las fuerzas de la inercia en el análisis pseudo-estático

Normalmente, se supone la mayoría de las aplicaciones de los métodos de análisis pseudo-estático que $K_v = 0$, quedando sin embargo la pregunta de cómo elegir un valor adecuado del coeficiente horizontal K_h . Un error común es utilizar el valor la aceleración horizontal máxima como el coeficiente sísmico lo que produce resultados demasiado conservadores, la máxima aceleración en general opera en un solo instante de tiempo y sólo en una dirección. Representar la complejidad de los efectos de un sismo por una simple constante unidireccional representada en el coeficiente pseudo-estático es poco conciso. Desde un inicio, las limitaciones del método pseudo-estático fueron reconocidas. Terzagui en 1950 sostuvo que el concepto expresa los efectos del sismo de manera inadecuada y que un talud puede ser inestable así el factor de seguridad calculado sea mayor a 1.

Valores típicos del coeficiente horizontal sísmico se publican en la literatura y se presentan en el Cuadro 3.6:

Cuadro 3.6: Coeficiente sísmico para el análisis pseudo estático (Gamarra 2009)

Autor	Kh	Observaciones
Terzaghi (1950)	Kh = 0,10; Kh = 0,20 y Kh = 0,50	Para sismos severos, violentos y destructivos, y sismos catastróficos respectivamente
Noda & Uwave (1976)	Kh = a_{max}/g	Si $a_{max} \leq 2m/s^2$
	Kh = $0,33(a_{max}/g)^{0,33}$	Si $a_{max} > 2m/s^3$
Seed (1979)	Kh = 0,10; FSsismico $\geq 1,15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de Magnitud 6.5
	Kh = 0,15; FSsismico $\geq 1,15$	Grandes deslizamientos y sitios cercanos a la fuente sísmica, capaz de generar un sismo de Magnitud 8.5
Seed (1980)	Kh = 0,15; FSsismico $\geq 1,15$	Siempre que no exista una pérdida significativa de resistencia de los materiales durante un sismo (suelos arcilloso, arenas drenadas y suelos no cohesivos densos). Además sugiere verificar deformaciones con método de Newmark (1965)
Marcuson (1981)	Kh = $0,33(a_{max}/g)$ a Kh = $0,50(a_{max}/g)$	Considera posible amplificación o amortiguamiento.
Krinitzky et. al. (1993). Taniguchi & Sasaki (1986)	Kh = $0,65(a_{max}/g)$	Recomendada para deslizamiento de magnitud intermedia.
Seed & Martin (1996), Dakuolas & Gazetas (1986)	Kh = a_{max}/g	Para un talud pequeño
	Kh = $0,65(a_{max}/g)$	Deslizamiento de magnitud intermedia
	Idem Seed (1979)	Grandes deslizamientos.
Hynes-Griffin & Franklin (1984)	Kh = $0,50(a_{max}/g)$	Para presas y con FS = 1, concluyó que la presa no estará sujeta a deformaciones importantes.
Saragoni (1993)	Kh = $0,30(a_{max}/g)$	Si $a_{max} \leq 6,6 m/s^2$
	Kh = $0,22(a_{max}/g)^{0,33}$	Si $a_{max} > 6,6 m/s^3$
Kramer (1996)	Kh = $0,50(a_{max}/g)$	Apropiado para muchos taludes, pero acota que no es una regla general.
Division of Mines and Geology California (1997)	Kh = 0,15	

3.1.3.2 Análisis de Deformaciones Permanentes - Método de Newmark

La condición de servicio de un talud luego de un sismo está controlada por las deformaciones ya que su falla significaría un grave peligro, pudiendo producir daños ambientales y pérdidas económicas importantes. Por lo tanto, el método de análisis pseudo-estático, como todos los métodos de equilibrio límite, proporciona sólo un índice de la estabilidad dado por un factor de seguridad, pero ninguna información sobre las deformaciones asociadas con la falla del talud. Es necesario verificar la condición de servicio de un talud luego de un sismo, lo cual es controlado por las deformaciones; de esta manera los métodos de análisis que predicen los desplazamientos del talud proveen una mejor evaluación de la estabilidad sísmica del talud. Existen diferentes métodos para predecir los desplazamientos permanentes después de ocurrido el sismo y de acuerdo a su aplicabilidad y valoración merecen cierta atención en lo concerniente a la evaluación en presas de tierra y taludes.

Como la aceleración varía con el tiempo, el factor de seguridad pseudo-estático también lo hará, si las fuerzas de inercia actuantes en la masa de falla potencial (estáticas y dinámicas) son mayores que las fuerzas resistentes, el factor de seguridad disminuirá su valor hasta ser menor que la unidad. Newmark (1965) consideró el comportamiento de un talud bajo tales condiciones. Cuando el factor de seguridad es menor que la unidad, la masa de falla potencial no estará más en equilibrio, consecuentemente, será acelerada por una fuerza. La situación es análoga a un bloque apoyado en un plano inclinado. Newmark usó esta analogía para desarrollar un método de predicción de las deformaciones permanentes de un talud sujeto a cualquier movimiento del terreno (ver Figura 3.3). El método de Newmark se basa en varios supuestos, ellos son:

- a) El suelo se comporta como un material rígido-perfectamente plástico;
- b) Los desplazamientos del talud se producen a lo largo de una única y bien definida superficie plana;
- c) El suelo no sufre pérdida de resistencia como consecuencia de la carga sísmica;
- d) La resistencia al corte se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla.

- e) La resistencia estática y dinámica de los suelos son iguales;
- f) La aceleración de fluencia se mantiene constante;
- g) Los desplazamientos del bloque (la masa de suelo inestable) ocurren sólo en sentido descendente;

Según California's Seismic Hazards Mapping Act - Special Publication 117 (1997), los taludes que tienen un factor de seguridad pseudo-estático superior a 1.1, determinado según un coeficiente sísmico apropiado pueden ser aceptadas. Si $FS < 1,1$ el ingeniero debe utilizar el método Newmark o un método basado en el análisis de esfuerzo-deformación para determinar la magnitud de los desplazamientos de la ladera inducida por sismo y luego tomar medidas para mitigar sus efectos.

El primer paso para el cálculo es determinar la aceleración de fluencia a_y de la masa inestable del suelo. El coeficiente sísmico de fluencia es el que produce un factor de seguridad $FS=1$ y se determina con los métodos pseudo-estáticos. Para encontrar la superficie potencial de falla Duncan y Wright (2005) sugieren que no se debe emplear la superficie obtenida del menor factor de seguridad estático, sino se debe emplear la superficie de falla del análisis pseudo-estático. Ambas superficies no suelen coincidir.

La segunda etapa del proceso convencional de Newmark es el proceso de Integración donde se muestra las variaciones de la velocidad con el tiempo. El valor de la velocidad del bloque continúa variando linealmente con el tiempo hasta que las velocidades del bloque y la base coinciden. Este doble proceso de integración se ilustra en la Figura 3.3 para los registros de aceleraciones observados durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 donde $a_y=0,125g$ (Smith, 1995). Tomando en consideración la Figura 3.4, el movimiento del bloque comienza en el punto 1, cuando la aceleración de fluencia se supera, desde este momento se calcula la velocidad y el desplazamiento para el bloque en contra de la pendiente por la integración en el tiempo del registro de las aceleraciones. La velocidad relativa alcanza un valor máximo cuando la aplicada devuelve el valor de la aceleración de fluencia produciendo desplazamientos en el punto 3, cuando la velocidad se hace cero.

En el artículo original de Newmark (1965) la fuerza de inercia se aplica en el centro de gravedad de la masa de suelo inestable, paralela al plano inclinado (o dirección inicial de movimiento del centro de gravedad), pero en la mayoría de las modificaciones posteriores de este método, la fuerza de inercial se aplica de forma horizontal. Kramer y Lindwal (2004) compararon los resultados obtenidos, considerando las dos hipótesis y se encontró que la estabilidad no es sensible a la dirección de la fuerza de inercia, los resultados pueden ser obtenidos con buena aproximación asumiendo aceleraciones horizontales. Sarma (1975) también concluyó que el factor de seguridad pseudo-estático y las deformaciones permanentes son insensibles a la inclinación de fuerza de la inercia y, en consecuencia, las aceleraciones horizontales se pueden utilizar en el análisis de la estabilidad, sin causar mayor error. Yan et al. (1996) y Ling et al. (1997) también observaron sólo pequeños cambios en el desplazamiento permanente cuando las aceleraciones verticales son consideradas.

Cuando un bloque en un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración que excede la aceleración de fluencia, el bloque se moverá de manera relativa al plano. Para ilustrar el procedimiento de cálculo de las deformaciones permanentes, consideramos el caso en el cuál un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración rectangular simple de amplitud A y duración Δt . Si la aceleración de fluencia a_y , aquella aceleración con la cual el talud tiene un factor de seguridad igual a la unidad, es menor que A , la aceleración del bloque relativa al plano durante el período de tiempo t_0 a $t_0 + \Delta t$ será:

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t$$

Donde $a_b(t)$ es la aceleración del plano inclinado. El movimiento relativo del bloque durante este período puede ser obtenido integrando dos veces la aceleración relativa, de esta manera:

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2} [A - a_y] (t - t_0)^2 \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t$$

Cuando $t = t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa alcanza su máximo valor:

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y](t - t_0) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t$$

$$v_{rel}(t_0 + \Delta t) = [A - a_y] \Delta t$$

Después, la aceleración de la base se hace cero (cuando $t = t_0 + \Delta t$), el bloque deslizando se desacelera por la fuerza de fricción actuante en su base. El bloque continuará deslizando en el plano, pero sólo hasta que su velocidad alcance el valor de cero. La aceleración en este tiempo está dada por:

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1$$

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0 + \Delta t}^t a_{rel}(t) dt = A \Delta t - a_y (t - t_0)$$

Donde t_1 es el tiempo en el cual la velocidad relativa se hace cero. Entre $t_0 + \Delta t$ y t_1 , la velocidad relativa disminuirá con el tiempo de acuerdo a:

$$t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1$$

Si la ecuación se iguala a cero cuando $t = t_1$, se obtiene:

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_y} \Delta t$$

Luego:

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0 + \Delta t}^t v_{rel}(t) dt = A \Delta t (t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2} [t^2 - (t_0 + \Delta t)^2]$$

Después del tiempo t_1 , el bloque y el plano inclinado se mueven juntos. Durante el período total de tiempo entre $t = t_0$ y $t = t_1$.

$$t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1$$

Entre t_0 y $t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa se incrementa linealmente y el desplazamiento relativo cuadráticamente. En $t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa ha alcanzado su máximo valor, luego del cual decrece linealmente. El desplazamiento relativo continúa incrementándose hasta $t = t_1$. El desplazamiento total relativo será:

$$d_{rel}(t_i) = \frac{1}{2}(A - a_y)\Delta t_2 \frac{A}{a_y}$$

El desplazamiento relativo depende de la duración del tiempo durante el cual la aceleración de fluencia es excedida. Esto sugiere que el desplazamiento relativo causado por un simple pulso de un fuerte movimiento estará relacionado a la amplitud y el contenido de frecuencias de ese pulso. Un movimiento sísmico puede exceder la aceleración de fluencia varias veces y producir un número de incrementos del desplazamiento.

Varias modificaciones se han realizado desde 1965 para mejorar la predicción de desplazamientos de método de Newmark, entre las que propone Lemos y Cole (1991) y Tika Vassilikos et al (1993) quienes sugieren métodos para la incorporación de un ángulo de rozamiento dependiente de la deformación a fin de considerar la variación de la resistencia al corte durante el sismo. Otra propuesta de la literatura es admitir que la resistencia cortante del suelo depende del nivel de la deformación como en los suelos que presentan endurecimiento o ablandamiento lo cual no incorpora el modelo de Newmark original.

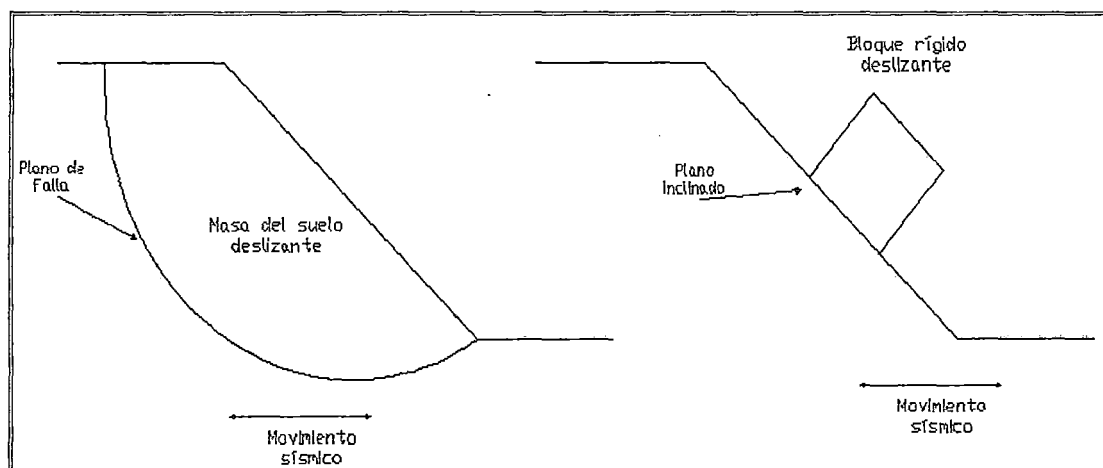


Figura 3.3: Simulación del método de Newmark

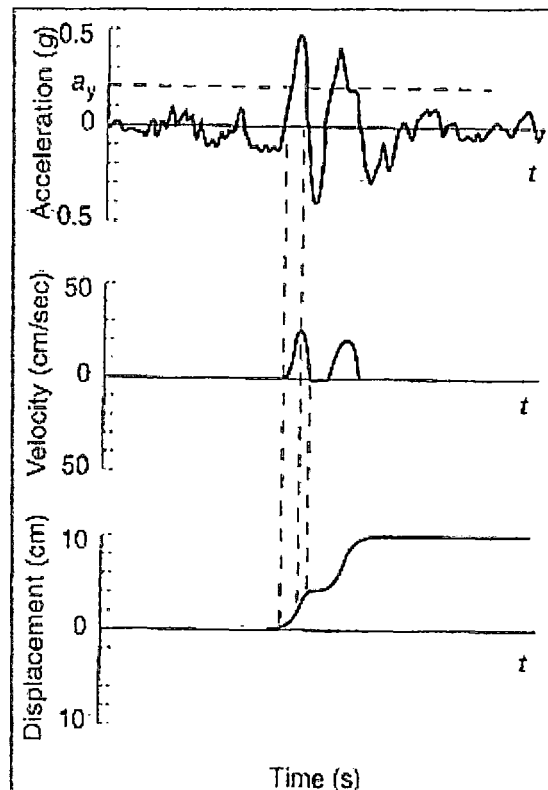


Figura 3.4: Desarrollo de los desplazamientos permanentes durante un sismo (Kramer 1996)

Existen modelos acoplados y desacoplados para representar la flexibilidad del suelo. Considerando un modelo desacoplado, Chopra (1966) a través del análisis dinámico por elementos finitos integró los valores de los componentes de esfuerzo horizontal (normal y cortante) a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento para determinar una fuerza resultante variable con el tiempo, aplicada sobre la superficie de deslizamiento. La división del valor de esta fuerza por parte de la masa de suelo inestable se calcula por medio de un valor de aceleración media, denominado como HEA (horizontal equivalent acceleration) que proporciona valores más realistas para la historia de aceleraciones con el tiempo.

Un procedimiento análogo unidimensional (Bray et al., 1993; Augello et al., 1995) fue aplicado a los botaderos de residuos sólidos (landfill). La estabilidad sísmica de taludes en este tipo de depósitos constituye un importante problema contemporáneo, debido a sus especiales características (tamaño grande, materiales relativamente blandos) que hacen que sus períodos naturales de

vibración sean más altos que en la mayoría de los taludes naturales o antrópicos.

Una implementación computacional frecuentemente referida en la literatura es la de Houston et al. (1987). La respuesta dinámica del suelo debido a la excitación sísmica impuesta a la base (punto R en la Figura 3.5) se obtiene mediante el programa Shake (Schnabel et al., 1972) para la propagación de ondas en 1-D que, según los autores, producen resultados que suelen ser muy similares a los obtenidos con programas más complejos de propagación de ondas en 2D. Un bloque deslizante rígido es simulado suponiendo la existencia de una capa de material blando debajo de la superficie potencial de deslizamiento. Las propiedades de esta capa se obtienen mediante un proceso de prueba y error, hasta que la aceleración horizontal máxima en algunos puntos (tal como B1, B2 y B3 de la Figura 3.5) son aproximadamente iguales entre sí para cumplir la hipótesis de la rigidez de la parte deslizante.

Houston et al. (1987) evaluaron el desplazamiento permanente del talud en al menos tres perfiles de suelo (Figura 3.6), ubicado cerca de la cresta, el pie y altura media del talud. Debido a la rigidez del bloque, a fin de compensar el desplazamiento del mismo, se tomó un promedio de los desplazamientos calculados en estos perfiles, aunque es una buena práctica de la ingeniería también tomar en cuenta el desplazamiento máximo calculado.

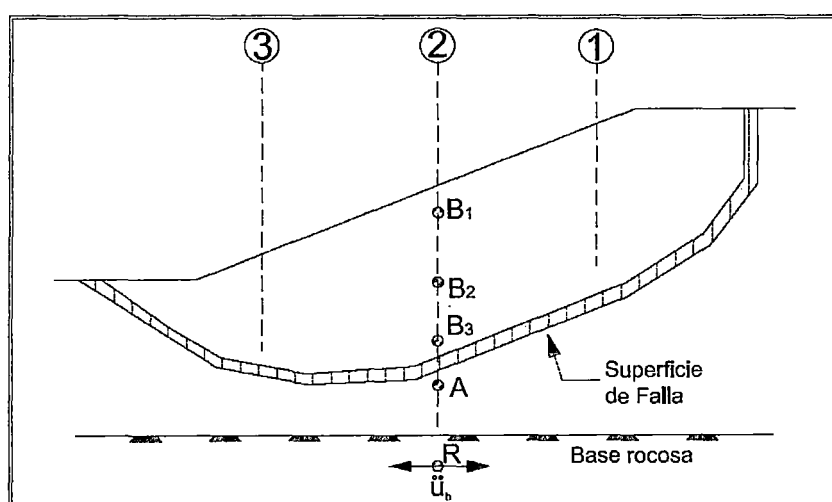


Figura 3.5: Típica superficie de deslizamiento análogo al bloque rígido aplicado por Houston et al. 1987

Con respecto a los métodos acoplados, Kramer y Smith (1997) sugieren una adaptación del método de Newmark para el análisis sísmico de depósitos de desechos sólidos, donde la flexibilidad de la masa de suelo inestable se describe como un sistema formado por un sistema de un grado de libertad (Figura 3.6). El sistema consiste de una masa m_1 , un resorte de rigidez K y un amortiguador con coeficiente de amortiguamiento c conectado a un bloque de menor masa m_0 . Teniendo en cuenta que dinámicamente se comporta como un sistema amortiguado sujeto a vibración en la base, y considerando que $m_1 = 0$ o $k \rightarrow \infty$, el sistema se comporta como el modelo convencional de Newmark.

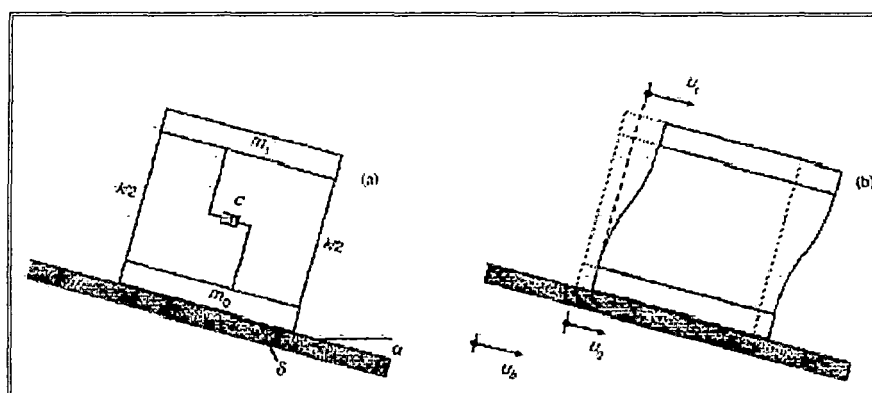


Figura 3.6: Modelo de Kramer y Smith

El ángulo de fricción en la interface del plano inclinado se llama ángulo del plano inclinado y se representa por α . En la Figura 3.7 se ilustra el cambio en la base (plano inclinado) u_b , el desplazamiento permanente del bloque inferior en la base es u_0 y el desplazamiento permanente del bloque superior sobre el bloque inferior es u_1 .

Wartman, Bray y Seed (2003) realizaron una serie de pruebas de laboratorio experimentales comparando la respuesta dinámica de un bloque rígido (acero) y dos columnas de suelo (arcilla saturada considerando dos diferentes humedades para la representación de terreno blando y duro) en un plano inclinado excitado en una mesa vibratoria, como se ilustra en la Figura 3.7. Las pruebas fueron realizadas considerando 10 movimientos armónicos (frecuencias entre 1,33 a 12,8 Hz) y el registro sísmico fue el del terremoto de Kobe en Japón el año 1995. La Figura 3.8 muestra la variación de la razón de

desplazamientos (calculados con los modelos acoplados y desacoplados) y se obtuvo con el método de Newmark convencional relación de frecuencias la cual se define como el cociente de las frecuencias de excitación y la frecuencia de la masa de suelo inestable.

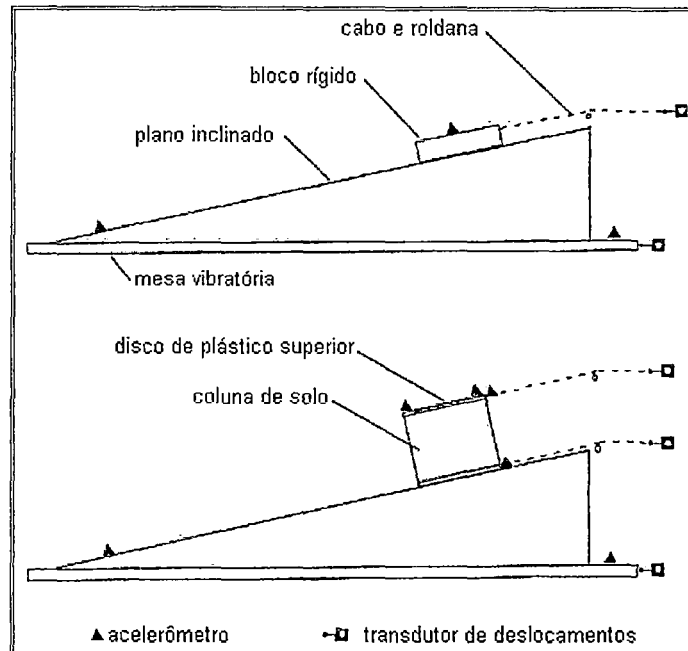


Figura 3.7: Bloque rígido, columna de suelo, esquema del ensayo planteado por Wartman, Bray y Seed en el 2003

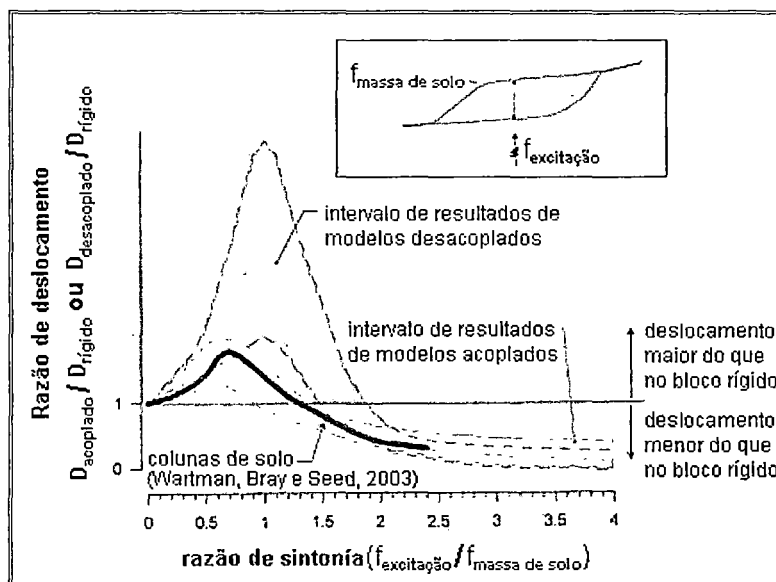


Figura 3.8: Comparación de los resultados de Wartman, Bray y Seed(2003) con valores obtenidos por modelos desacoplados y acoplados por Kramer y Smith (1997)

El método convencional de Newmark se debe utilizar sólo como un indicador del comportamiento sísmico de los taludes de suelo o para obtener la magnitud de desplazamiento permanente esperado. Como recomendación general del California's Seismic Hazards Mapping Act - Special Publication 117 (1997), los taludes cuyos desplazamientos permanentes son menores a 10 cm son considerados estables, mientras que los taludes con desplazamientos superiores a 100 cm son clasificados como inestables. En el intervalo entre estos valores (10 cm a 100 cm), los desplazamientos ocurridos en el talud pueden causar grietas o pérdida de resistencia al corte que podría causar la falla progresiva hasta la rotura del talud.

Como valores a comparar para la servicialidad del talud Makdisi y Seed (1977) publicaron ciertos criterios de servicialidad de acuerdo a la deformación del talud; que se observan en el Cuadro 3.7.

Cuadro 3.7: Resumen de servicialidad por deformaciones

Categoría de daño	Deformación (m)	Descripción
1	< 0,3	Deformación de cresta mínima. No ocurren mayores fallas en talud.
2	0,3 – 1,0	Ligeras fallas superficiales. Probablemente se extiendan hasta 1,0 a 2,0 m debajo del terreno. Daños mayores improbables.
3	1,0 – 3,0	Fallas profundas, hasta 5,0 m de profundidad.
4	> 3,0	Fallas profundas, hasta de 10,0 m de profundidad.

3.1.3.3 Modelamiento numérico aplicado al análisis dinámico

Las investigaciones del análisis dinámico tienen su origen en la evaluación de presas, Newmark en 1995 propuso algunas consideraciones y presentó la metodología de las deformaciones permanentes descritas anteriormente, posteriormente Seed en 1979 complementó dicha investigación.

Como se ha descrito anteriormente, se realiza un modelamiento geométrico y matemático para el análisis dinámico, en este caso se desarrolla la ecuación de movimiento dada por:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\}$$

Donde $[M]$ representa la matriz de masa, $\{\ddot{u}\}$ el vector de aceleraciones, $[C]$ la matriz de amortiguamiento, $\{\dot{u}\}$ el vector de velocidades, $[K]$ la matriz de rigidez, $\{u\}$ el vector de desplazamientos nodales y por último $\{R(t)\}$ representa el vector de carga sísmica.

Para el modelamiento numérico adecuado el cual represente el comportamiento del material, se deben determinar los parámetros dinámicos de los materiales y el uso de modelos antes mencionados para la solución de la ecuación planteada. Para la aplicación del método de los elementos finitos para determinar la respuesta dinámica del suelo, se debe tener especial cuidado en el tamaño de los elementos y de las condiciones de contorno de la malla.

Kuhlemeyer y Lysmer en 1973 verificaron que la dimensión de los elementos en dirección a la propagación de las ondas es fundamental para el modelamiento, los elementos grandes no transmiten los movimientos producidos por sismos de altas frecuencias. Ellos recomendaron que el tamaño del elemento deba ser menor a 1/8 del tamaño de la onda. Celep y Bazant en 1983 y Mullen y Belytschko en 1982 concluyeron que la relación 1/10 es un valor bastante razonable para el tamaño de la malla. Estas recomendaciones son importantes ya que los sismos peruanos son de frecuencia alta (2-10 Hz) es por ello que la discretización debe ser adecuada.

Para el análisis dinámico de taludes se deben tomar en cuenta muchos aspectos, como la no linealidad del comportamiento mecánico de los materiales, la topografía del talud, la heterogeneidad de los suelos que lo componen, el contenido de frecuencias del registro sísmico, la duración y las amplitudes, etc.

Existen diversos modelos para evaluar la respuesta dinámica del suelo, el más empleado por la mayoría de los programas es el modelo lineal equivalente

estudiado por Seed & Idriss en 1969, el cual propone que la solución no lineal aproximada puede ser obtenida mediante un análisis lineal en el cual las propiedades de rigidez y amortiguamiento del suelo sean compatibles con las amplitudes de las deformaciones cortantes efectivas en todos los puntos considerados en el sistema.

Los valores iniciales de módulo de corte y del amortiguamiento son calculados para cada elemento finito de la estructura analizada. El sistema analizado utiliza estas propiedades, siendo la deformación cortante máxima calculada en el tiempo historia de deformación para cada elemento. Luego de ello, se estiman las amplitudes de la deformación cortante efectiva de cada elemento, seguidamente, se compara con las curvas del material correspondiente para observar si el nivel de deformación es compatible con los valores de las propiedades dinámicas empleadas en el cálculo. En caso las propiedades del suelo no fueran compatibles, entonces se admiten de las curvas los valores del módulo cortante y del amortiguamiento para la próxima iteración.

La evaluación de la respuesta dinámica sísmica de los taludes precisó hacer uso de formulaciones analíticas y matemáticas. Para ello, primero realizamos el modelamiento geométrico y luego el modelamiento numérico. El modelamiento geométrico comprende la representación de la estructura, en nuestro caso el talud, a través de la discretización del medio continuo en una malla de elementos finitos, considerando las condiciones de frontera y la subdivisión de los diferentes tipos de materiales. El modelamiento numérico consiste en realizar los cálculos numéricos empleando los modelos adecuados dependiendo del tipo de suelo.

Otra de las consideraciones que se debe tomar en cuenta es el tamaño de los elementos, para ello empleamos las expresiones propuestas por Baldovin y Paoliani en 1994 y Parra en 2001.

$$\begin{aligned}\omega_{\max} &= 2\pi f \\ \lambda &= 2\pi V / \omega_{\max} \\ h &= \lambda / 4\end{aligned}$$

Donde ω_{max} es la frecuencia natural (Hz), f es la frecuencia en la que se evalúa el sistema (Hz), V es la velocidad de la onda (m/s), λ es la longitud de onda (m) y h es la dimensión de cada elemento (m). Cabe recalcar que los sismos peruanos están en el orden de 6 a 7 Hz (Husid 1976).

3.2 PARÁMETROS DINÁMICOS DE LAS GRAVA

Cuando se generan solicitaciones cíclicas como en el caso de los sismos, en la masa de suelo se generan variaciones de los esfuerzos desviadores e isotrópicos; es por ello que el comportamiento principal del suelo se debe al comportamiento del esfuerzo y deformación cortante. Ishihara en 1996 presenta la variación del comportamiento del suelo con la deformación cortante como se observa en la Figura 3.9, en la Figura 3.10 observamos el modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación.

Magnitud de la Deformación Cortante	10^{-6}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Fenómenos	Propagación de ondas, Vibración		Fisuramiento, Asestamiento Diferencial	Deslizamiento, Licuación
Características Mecánicas	Elástico		Elásto - Plástico	Falla
Efecto de Repetición de Carga	→			
Efecto de Velocidad de Carga	→			
Constantes	Módulo cortante, relación de Poisson, amortiguamiento			Angulo de fricción interna, Cohesión
Métodos Sísmicos	→			
Medición In-situ	→			
Ensayo de vibración In-situ	→			
Ensayo de carga repetida	→			
Propagación de ondas	→			
Medición en el Laboratorio	→			
Columna resonante	→			
Ensayo de carga repetida	→			

Figura 3.9: Variación del comportamiento de los suelos con la deformación cortante y su correspondiente modelo (Fuente Ishihara 1996)

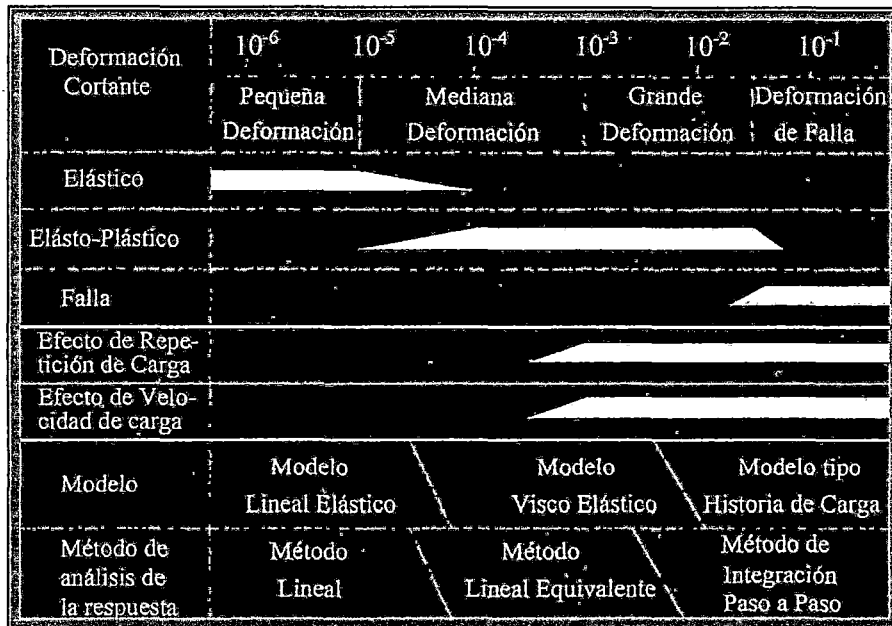
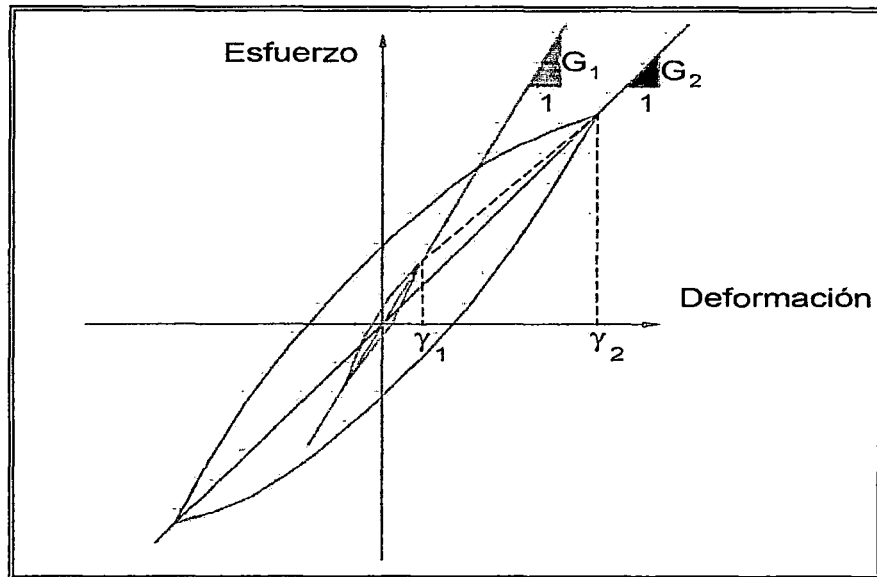


Figura 3.10: Modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación (Fuente Ishihara 1996)

Con las consideraciones mencionadas, es necesario evaluar la respuesta de los suelos, para ello se debe determinar el módulo de corte y las características de amortiguamiento bajo condiciones cíclicas, en estos casos el análisis se realiza con el método lineal equivalente, en el cual los factores del módulo de rigidez y amortiguamiento son compatibles con el desarrollo de las deformaciones en el depósito de suelo. El módulo de corte está expresado como el módulo secante determinado por los puntos extremos sobre el lazo histerético, mientras que el factor de amortiguamiento es proporcional al área dentro del lazo histerético. En la Figura 3.11 observamos la relación entre esfuerzo - deformación mostrando la histéresis. Se muestra una recopilación de la biografía existente de las fórmulas empíricas que nos muestran la forma de calcular el módulo de corte G , estas fórmulas se presentan en el Cuadro 2.3.



**Figura 3.11: Modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación
(Fuente Ishihara 1996)**

El valor de la constante K_2 propuesta por Seed & Idriss varía dependiendo de la edad geológica, la densidad relativa, las deformaciones al corte desarrolladas por el suelo y por el tamaño de sus partículas.

Youd 1987, Harder 1988, Andrus en 1994, Lum and Yan 1994, Sy et al. En 1995, Deihl and Rollins 1997, muestran que la edad geológica es un factor importante al estimar el valor de G_{max} para las gravas. Tal como se puede observar en las Figura 3.12 y Figura 3.13, el valor del K_2 para gravas del Pleistoceno varía de 1.5 a 5 veces más que las gravas del Holoceno.

Ortigoza 1987, realizó una serie de ensayos de placa en las gravas de la ciudad de Santiago de Chile cuyo origen es similar a las gravas de Lima, de este estudio podemos observar que el valor de K_2 tiene un valor máximo de hasta aproximadamente 400. En la Figura 3.14 podemos observar los resultados de su investigación.

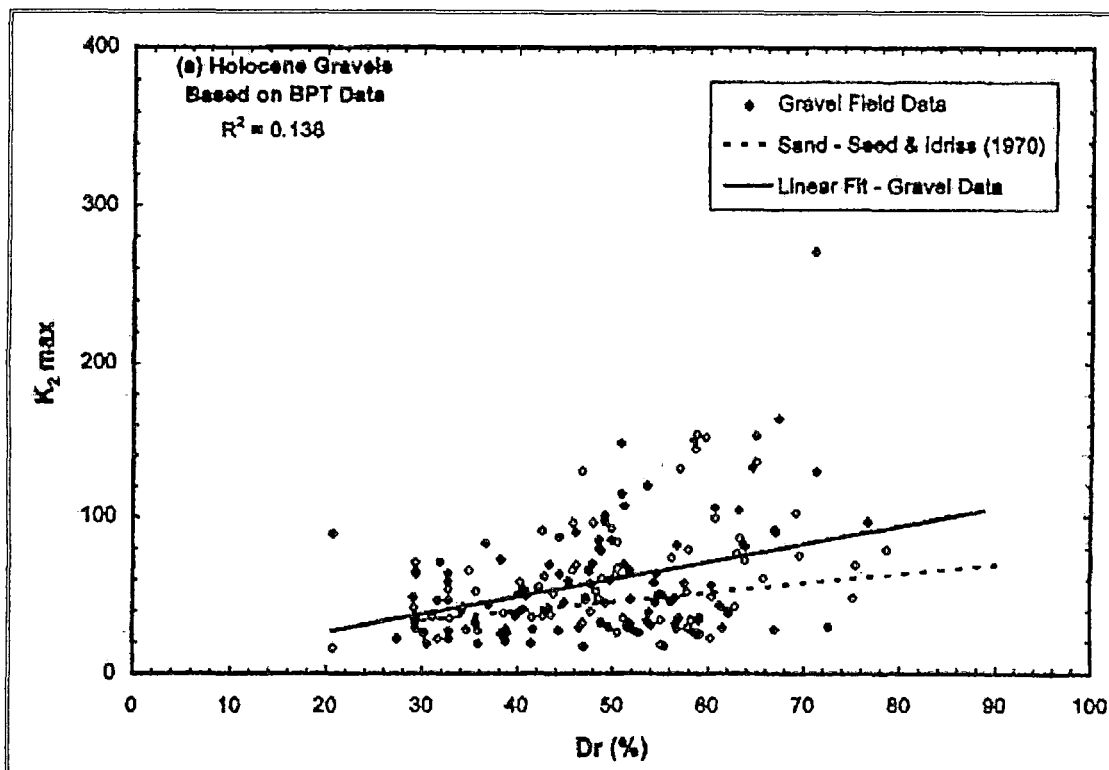


Figura 3.12: Variación del valor de K_2 con la Densidad Relativa Dr para Gravas del Holoceno (Fuente Rollins et al, 1998)

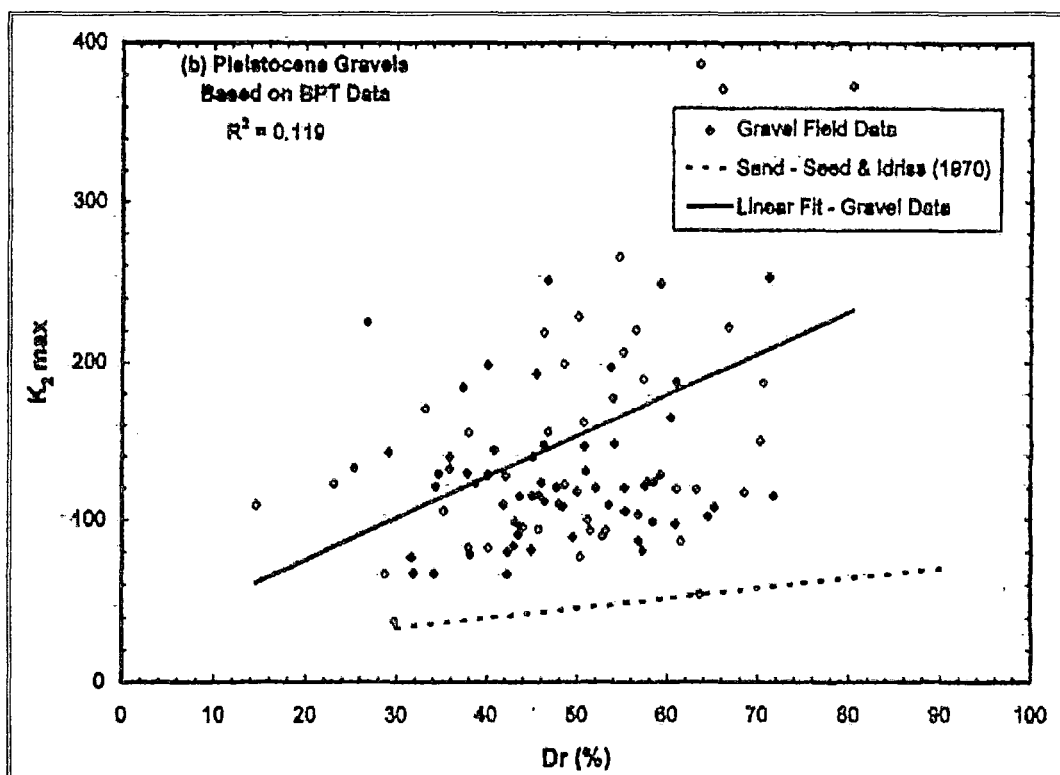


Figura 3.13: Variación del valor de K_2 con la Densidad Relativa Dr para Gravas del Pleistoceno (Fuente Rollins et al, 1998)

Otro parámetro a considerar para la evaluación de los parámetros dinámicos son las curvas de reducción del módulo y amortiguamiento con la deformación cortante. Estas curvas son generalmente obtenidas por dos maneras. La primera es obtenida de ensayos de laboratorio en donde encontramos aquellas que son sensibles a la plasticidad del suelo para materiales cohesivos tales como las arcillas y al esfuerzo efectivo de sobrecarga para materiales granulares tales como arenas, limos de baja plasticidad y gravas. La segunda forma es obtener las curvas de un análisis histórico de los registros de movimientos en el terreno (Silva et al, 1997).

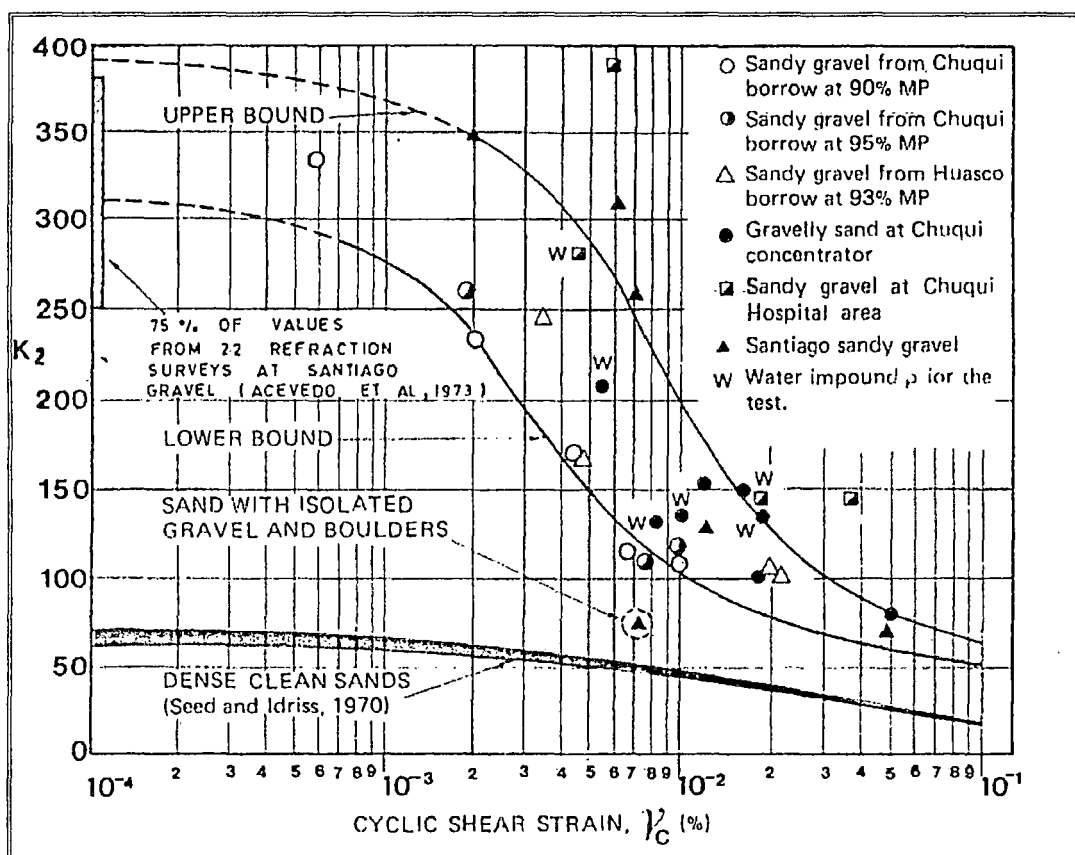


Figura 3.14: Variación del valor de K_2 con la Deformación al Corte Cíclico para Gravas de Santiago de Chile (Fuente Ortigoza, 1987)

Estudios de Stewart y Baturay (2001) y Silva et al (1999, 2000) nos muestran una relación de criterios, tal como se muestran en los Cuadros 3.8 y 3.9.

Cuadro 3.8: Criterio para la selección de las curvas de módulo de reducción y amortiguamiento (Fuente Stewart y Baturay 2001, Macazana 2006)

Tipo de suelo	Condición	Referencia
Arenas y arenas limosas	$Z < 100\text{m}$	Seed et al (1986), Valores altos de G/G_{Max} , valores bajos de amortiguamiento
	$Z > 100\text{m}$	EPRI (1993): $Z = 251\text{-}500\text{ft}$
Arcillas, arcillas con Limo, margas	$IP = 15,$ $Z < 100\text{m}$	Vucetic y Dobry (1991), $IP = 15^2$
	$IP = 15,$ $Z > 100\text{m}$	Stokoe (1999), Curva de arcilla, $Z = 100\text{-}250\text{m}$
	$IP = 30$	Vucetic y Dobry (1991)
	Lodo	Sun et al (1988)
	Lodo antiguo	Vucetic y Dobry (1991), $IP = 30$
Basamento rocoso	$V_s < 900 \text{ m/s}$	Usar curvas de suelos apropiadas al tipo de material, profundidad y IP
	$V_s > 900 \text{ m/s}$	Schnabel (1973)

Donde:

Z = Profundidad,

IP = Índice de plasticidad;

V_s = Velocidad de ondas de corte.

En base a estos criterios, se presentan las curvas mostradas en el Cuadro 3.10 y las Figuras 3.15 y 3.16 que representan la reducción del módulo de corte y la variación del amortiguamiento en función de la deformación cortante para las gravas de Lima, motivo de esta investigación.

Cuadro 3.9: Criterio para la selección de las curvas de reducción y amortiguamiento (Fuente Silva 1999, 2000, Macazana 2006)

Tipo de suelo	Condición	Referencia
Gravas, arenas, arcillas de baja plasticidad y rocas del cuaternario y terciario	Localizada en la región de San Francisco	EPRI (1993), Silva et al (1997)
Lodos, lodos arcillosos antiguos	Todas	Vucetic y Dobry (1991), IP =30
Material aluvial peninsular y roca del Cuaternario y Terciario	Localizada en la región de los Ángeles	Silva et al (1997)
Cualquiera	Z > 150m	Lineal

Cuadro 3.10: Factores de reducción del módulo cortante y razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva para gravas (Manual Shake 200)

Deformación cortante efectiva (%)	Factores de reducción del módulo cortante (G/Gmax)	Relación de amortiguamiento (%)
0,0001	1,0	0,3
0,0003	0,985	0,4
0,001	0,93	0,7
0,003	0,83	1,4
0,01	0,635	2,7
0,03	0,425	5,0
0,1	0,225	9,8
0,3	0,11	15,5
1,0	0,04	20,7

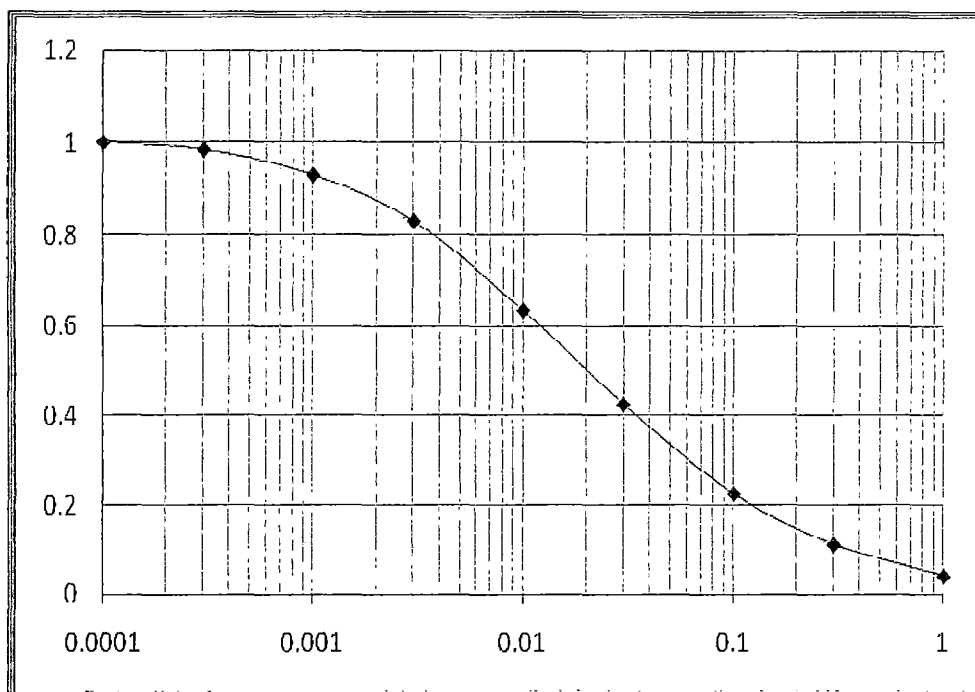


Figura 3.15: Relación de G/G_{max} para las gravas (Manual Shake 2000)

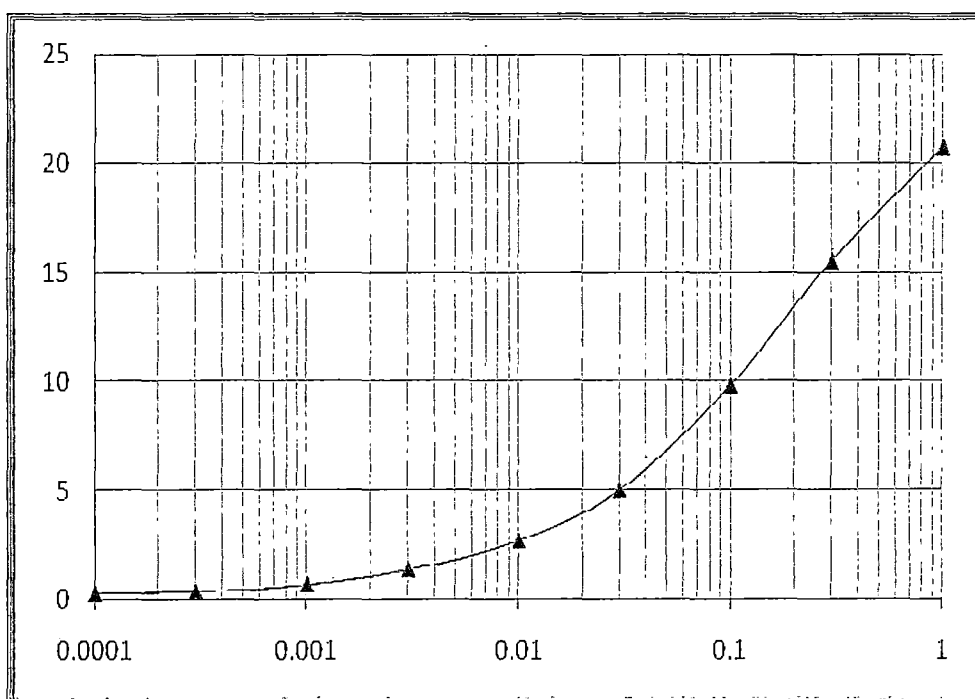


Figura 3.16: Relación de Amortiguamiento para las gravas (Manual Shake 2000)

3.3 MÉTODOS PARA OBTENER LOS PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO

La obtención de los parámetros dinámicos del suelo son de vital importancia en la solución de los problemas geotécnicos, para ello se dispone de diversas técnicas de medición en campo y laboratorio, cada uno de estas metodologías tienen sus ventajas y limitaciones dependiendo qué parámetro es el que se desea obtener y de qué clase de problema geotécnico se debe resolver. Podemos hacer una clasificación de los ensayos de campo y laboratorio según el nivel de deformación, a medida que la deformación aumenta se reduce el módulo de corte.

3.3.1 Ensayos in situ

Entre las grandes ventajas que tenemos al emplear estos ensayos tenemos:

- Se puede ensayar grandes áreas de suelo como con los ensayos geofísicos.
- Se puede modelar adecuadamente la deformación del suelo y con ello tener una mejor representación de su comportamiento.

Entre las desventajas tenemos:

- No permite controlar el drenaje de la presión de poros.
- Sólo permite medir condiciones de campo, no otras condiciones que pueden ser más desfavorables.
- En varios casos las propiedades se determinan indirectamente con formulaciones o correlaciones.

Entre los ensayos de bajo nivel de deformación tenemos los ensayos geofísicos como los ensayos de Reflexión y Refracción Sísmica, Downhole, Uphole y Crosshole, ensayos de vibración superficial como MASW, entre otros.

Los ensayos geofísicos como los de refracción sísmica o los de MASW, consisten en poner sensores en la superficie de la tierra con un arreglo preestablecido y se generan las vibraciones, estos ensayos no son destructivos; se opta por usar estos ensayos cuando se tiene el área suficiente para su

realización, y no se tienen agentes externos que alteren su resultado, como ruidos ambientales, movimientos del suelo, entre otros; cuando tenemos estos inconvenientes, se prefiere utilizar ensayos como el Dowhole, Uphole o el Crosshole ya que estos consisten en realizar perforaciones en el suelo, poner un sensores que capten las ondas, y en la superficie se generan las vibraciones. En la Figura 3.17 se muestra un esquema de la metodología del ensayo DowHole. En la Figura 3.18 se muestra el arreglo del ensayo MASW.

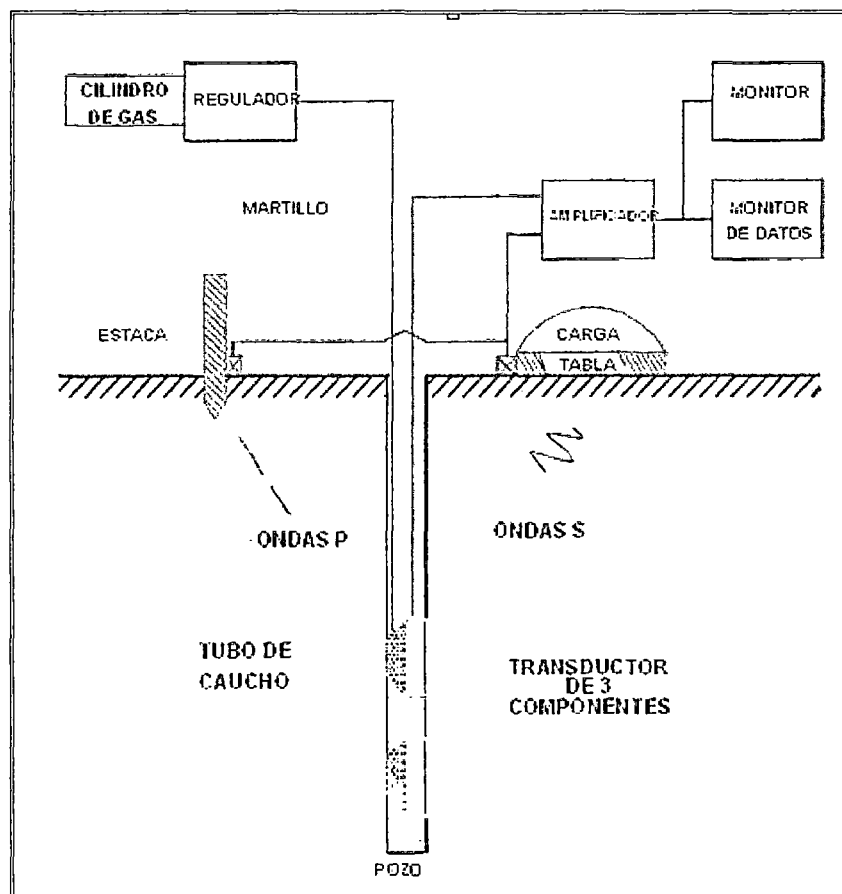


Figura 3.17: Ensayo de DowHole (Fuente CISMID)

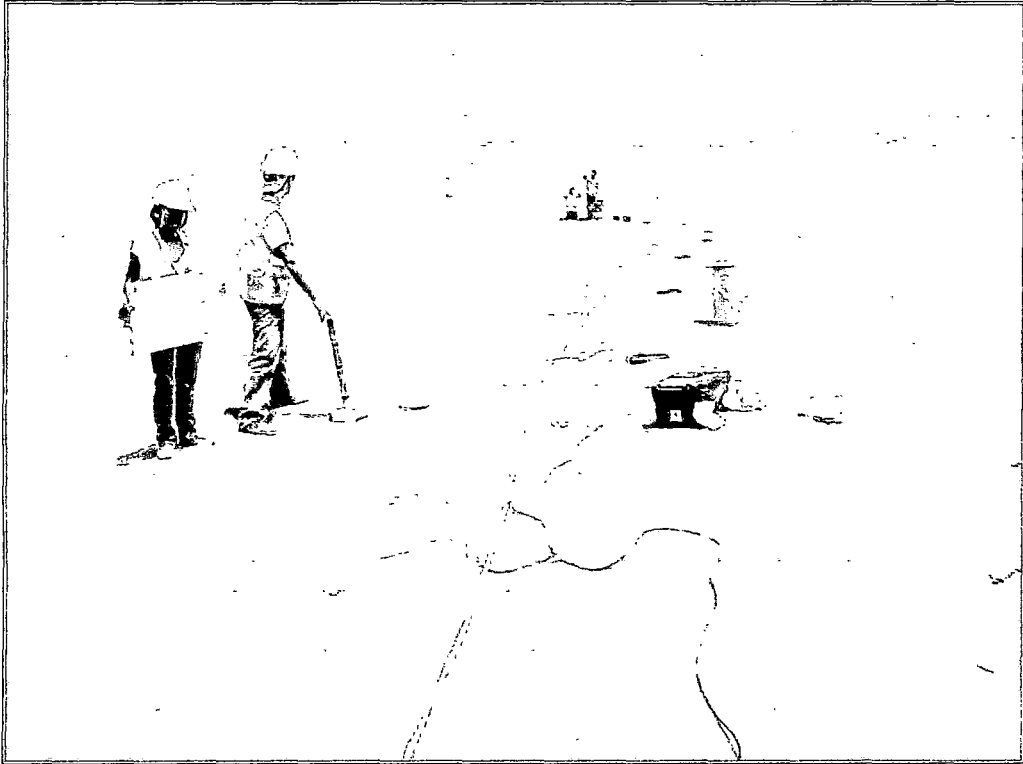


Figura 3.18: Ensayo de MASW

Entre los ensayos de campo de gran nivel de deformación tenemos el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo del cono Holandés (CPT). Entre estos el más usado es el SPT, con este podemos hallar las características de resistencia y compresibilidad de suelos, existen muchas correlaciones para este método lo que hace que este método sea muy utilizado, una de las ventajas de este ensayo es que podemos recuperar muestra. El ensayo CPT se ha utilizado en la selva de nuestro país, pero no es muy usado debido a que no es adecuado para la diversidad de suelos que tenemos, la desventaja de este ensayo en comparación al SPT es que no se obtienen muestras; la principal ventaja es que se puede obtener un registro continuo de la penetración a lo largo de toda la profundidad de exploración, en cambio en el SPT, la resistencia a la penetración se obtiene a cada metro de profundidad. Otros ensayos a gran nivel de deformación son el dilatómetro y el presurímetro.

3.3.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio nos idealizan lo que ocurre en la naturaleza con los suelos cuando estos son sometidos a esfuerzos externos. Entre los

ensayos de laboratorio tenemos el ensayo triaxial cíclico, ensayo de corte directo simple cíclico, ensayo de corte torsional cíclico, ensayo de columna resonante, ensayos en mesa vibradora y ensayos en centrífuga.

El ensayo más conocido es el ensayo triaxial cíclico, este ensayo es parecido a un ensayo triaxial convencional con la diferencia que se le aplica una carga cíclica que va deformando la muestra y esta carga nos representa los esfuerzos inducidos por un sismo, este es el ensayo más común de los ensayos de laboratorio para medir propiedades de deformaciones bajas de los suelos. Como todo ensayo triaxial, este usa especímenes cilíndricos de suelo sujetos a una carga armónica torsional aplicada por un sistema de carga electromagnético usándose amplitudes y frecuencias que puedan ser controladas ya sean pulsos o en forma sinusoidal.

El ensayo de la columna resonante es el ensayo que nos puede inducir menor variación en el módulo de corte ya que la muestra no se deforma como en los otros casos. Tanto los ensayos geofísicos como este ensayo, son los que nos proporcionan módulos de corte con una muy baja deformación.

El ensayo del corte torsional cíclico es el ensayo que nos puede representar los 3 estados de esfuerzo, se le puede aplicar un esfuerzo en cualquiera de las 3 dimensiones ya que se compone de 2 cilindros concéntricos, por dentro se le puede proporcionar una presión, por fuera otra presión, y por encima un esfuerzo axial. En la Figura 3.19 podemos observar la representación de este ensayo. El ensayo de la centrífuga la utilizamos cuando queremos modelar algún proyecto a escala, y se necesita aumentar la gravedad; consiste en un brazo torsor largo que gira produciendo una mejor interpretación del proyecto cuando este ya esté realizado. En la Figura 3.20 podemos observar la el esquema de este ensayo.

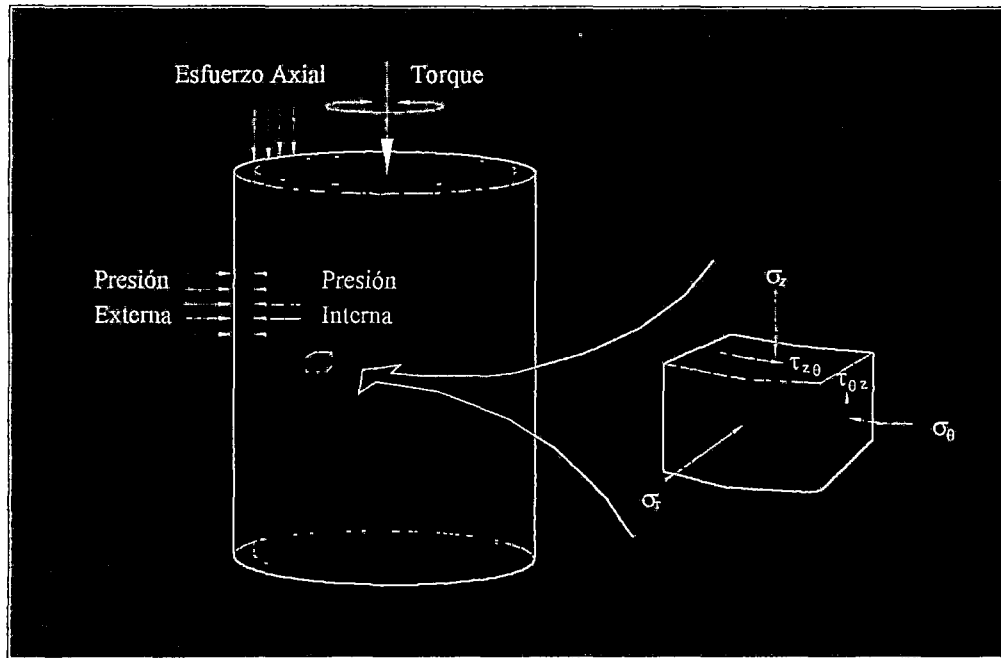


Figura 3.19: Ensayo Torsional Cíclico (Kramer, 1996)

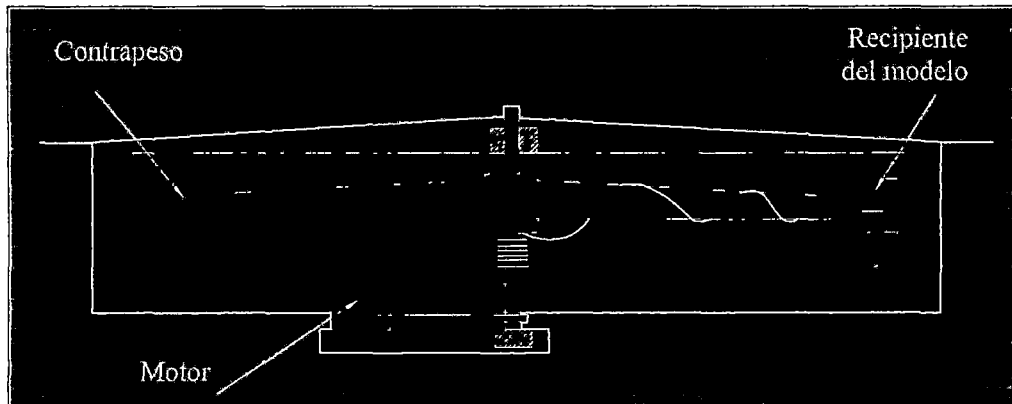


Figura 3.20: Ensayo de centrifuga (Kramer, 1996)

CAPÍTULO IV: CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS GEOTÉCNICO

4.1 PARÁMETROS EMPLEADOS

Para la definición de los parámetros geotécnicos del suelo se ha revisado la información existente en la literatura y se han compilado las investigaciones hechas en la zona de estudio y en zonas aledañas, que corresponden a los estudios de suelos realizados para la construcción del Centro Comercial Larcomar, Fashion Center y los recientes estudios realizados para el Hotel Larcomar.

Los parámetros de resistencia empleados en el análisis de estabilidad son los obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo In-Situ (Anexo C) realizado para el Hotel Larcomar como se mencionó en los capítulos anteriores. Los resultados de este ensayo se presentan en el Cuadro 2.1; la trayectoria de esfuerzos que se emplea para el análisis de estabilidad por medio de equilibrio límite serán los obtenidos en el ensayo realizado sobre el talud y que se presentan en la Figura 4.1.

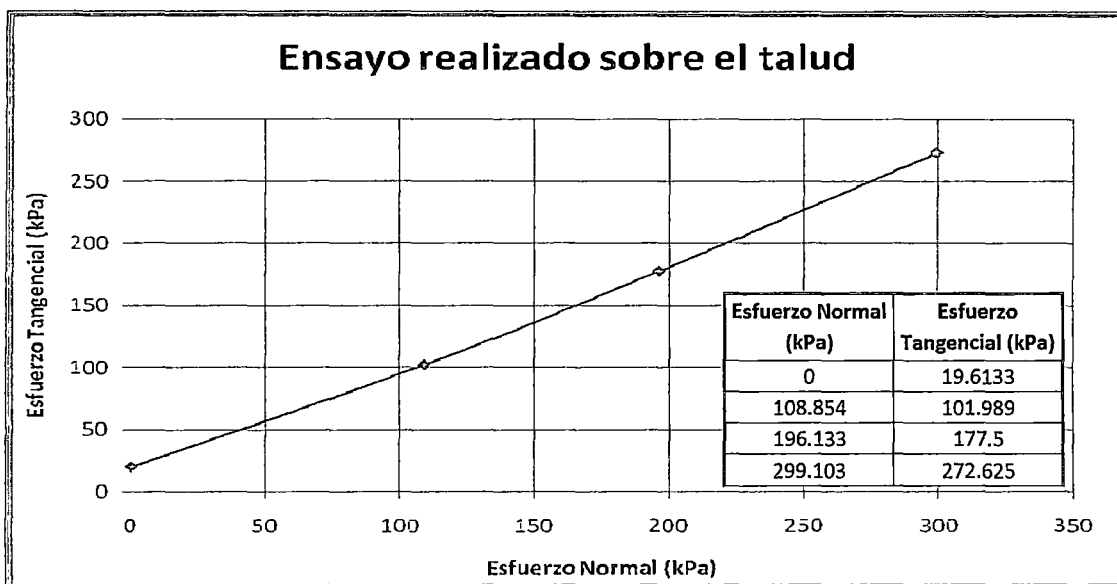


Figura 4.1: Resultados del ensayo de Corte Directo a gran escala sobre el talud (Jorge Alva Ingenieros 2009)

En el Cuadro 4.1 se presenta un resumen de los parámetros empleados en el análisis con modelamiento matemático, las consideraciones empleadas fueron las siguientes:

- La densidad, la cohesión y el módulo de corte aumentan con respecto a la profundidad. De acuerdo a Verdugo y De la Hoz (2006) estos valores se incrementan debido al aumento de la presión de confinamiento.
- El valor del módulo de Poisson (ν) varía de 0,30 a 0,25. Ortigoza (1987) quien viene investigando los depósitos gravosos de origen coluviales llamados Potrerillos y Chuqui al norte de Chile, sostiene que este rango de valores se debe a la formación y edad geológica lo cual explica a su vez la gran rigidez de este tipo de materiales.
- Los parámetros de resistencia al corte del suelo a muy bajas presiones de confinamiento en los suelos granulares consideran una cohesión. Carrillo Gil (1979, 1981, 1984 y 1999) explica que esta cohesión no se debe a ninguna adhesión entre las partículas o algún cementante que las una, sino mas bien a un entrapamiento mecánico entre las partículas grandes y pequeñas que constituyen el suelo granular grueso, es por ello que cuando este efecto se destruye por la alteración de la estructura o humedecimiento continuo, las propiedades de resistencia disminuyen o se anulan.
- La presión lateral del suelo en reposo está regida por la expresión propuesta por Jaky 1944: $K_0 = 1 - \sin\phi$.
- Con respecto a los parámetros de resistencia, la cohesión (c) representa la consistencia del suelo; el ángulo de fricción (ϕ) representa una medida indirecta de la resistencia al desplazamiento causado por la fricción entre partículas del suelo; el ángulo de dilatación (ψ) representa la pendiente de la curva de deformación volumétrica en la etapa de dilatación del suelo, inicialmente para suelos granulares se puede estimar su valor como $\psi = \phi - 30^\circ$. Estos tres primeros parámetros se calculan mediante el criterio de ruptura de Mohr – Coulomb.

Cuadro 4.1: Parámetros estáticos empleados en el modelamiento matemático para el análisis

Estrato	Potencia (m)	Densidad kN/m^3 (γ)	Cohesión kN/m^2 (c)	Ángulo de fricción (ϕ°)	Ángulo de dilatación (ψ°)	K_0
1	3	21	20	40	10	0.36
2	7	22	20	40	10	0.36
3	10	22	20	40	10	0.36
4	20	22	25	40	10	0.36
5	20	23	25	40	10	0.36
6	40	23	30	40	10	0.36
7	100	24	35	40	10	0.36

Debido a que en la recopilación de información, no tenemos valores de la constante K_2 , necesaria para el cálculo del módulo de corte de acuerdo a la correlación empírica de Seed e Idriss (1970), hemos tomado como referencia los resultados de Ortigoza 1987 y Rolling 1998 que fueron presentados en el Capítulo 2 y que se resumen en el Cuadro 4.2.

Cuadro 4.2: Parámetros dinámicos empleados en el modelamiento matemático para el análisis

Estrato	V_s (m/s)	$K_{2\max}$	ν	G_{\max} (kPa)
1	250	94	0.30	133 792
2	500	212	0.30	560 652
3	750	335	0.29	1 261 468
4	900	342	0.28	1 816 514
5	982	345	0.27	2 269 647
6	1 080	350	0.25	2 749 743
7	1 231	360	0.25	3 735 278

4.2 CONSIDERACIONES PARA LAS CARGAS DE LAS INSTALACIONES ALEDAÑAS

Para conocer el peso de las cargas existentes en el área de estudio, se ha realizado el metrado aproximado del peso de las instalaciones implicadas en el análisis de estabilidad y que se resume en el Cuadro 4.3. Primero se debe conocer cuál es el área de influencia de estas cargas sobre el talud, para ello se ha tomado en consideración las edificaciones existentes aledañas al área de estudio, ubicadas en el Plano N° 1. El área de influencia de la carga es considerada como un metro de ancho.

Cuadro 4.3: Factores de carga asumidos en este análisis (Morales 2001)

Instalaciones	Factor de Carga	Unidad
Pistas y estacionamiento	7	kPa
Área construida	11	kPa
Parques y jardines	6	kPa

En las zonas donde existe un muro debido ya sea al contacto de la edificación con el suelo o debido a la losa en el contacto suelo estructura, se ha considerado para el modelamiento matemático un muro infinitamente rígido cuya densidad es de 23.5 KN/m^2 , el cual no admite desplazamientos relativos horizontales.

4.3 SISMO DE DISEÑO

Para el análisis de deformaciones permanentes y para el análisis dinámico se emplearon los registros sísmicos ocurridos el 3 de Octubre de 1974 en Lima y el sismo del 15 de Agosto del 2007 en Pisco. Estos sismos han sido escalados a $0.44g$, la cual corresponde al valor de la aceleración máxima considerando 10% de excedencia y 50 años de tiempo de exposición sísmica, lo cual corresponde a un periodo de retorno de un terremoto de 500 años. Este valor ha sido tomado del estudio de peligro sísmico regional presentado por Castillo y Alva (1993),

cuyos resultados en términos de isoaceleraciones es presentado en la Figura 4.2.

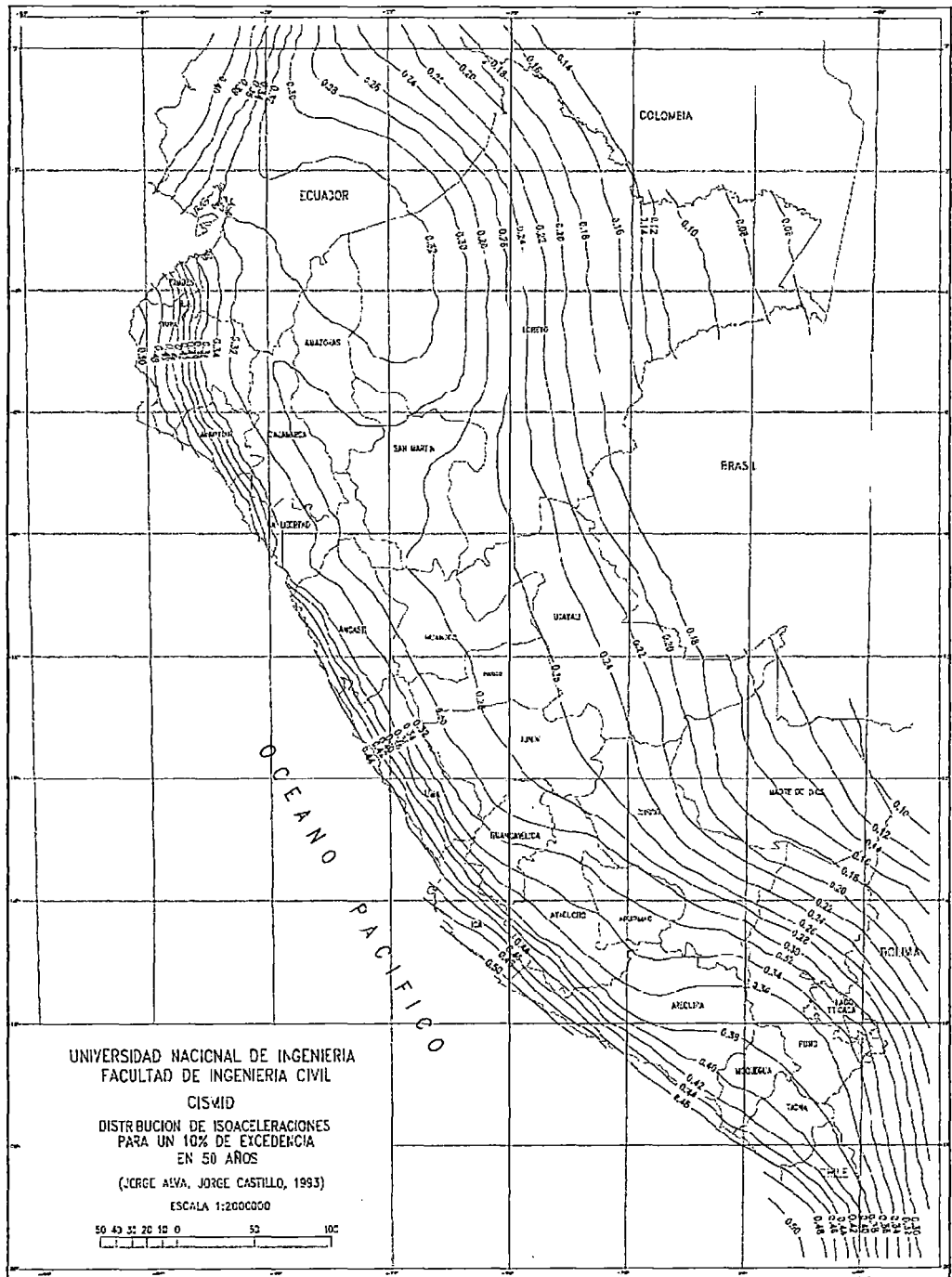


Figura 4.2: Distribución de las isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 50 años

4.3.1 Sismo de Lima del 3 de Octubre de 1974

Según Huaco et al. (1975) y Giesecke et al. (1980), en este sismo ocurrieron fenómenos locales de licuación en el valle de Cañete, donde el nivel freático es superficial. El fenómeno local más importante se encontraba en la Cooperativa La Quebrada, cubriendo un área de 30,000 m². Maggiolo (1975) indicó la ocurrencia de licuación generalizada en Tambo de Mora, asociada a una subsidencia o hundimiento, con densificación posterior a lo largo de 4 km paralelos a la línea de playa. En la zona norte se desarrollaron eyecciones de agua con arena a través de volcanes de arena. Espinosa et al. (1977) indicaron posibles asentamientos diferenciales en el Callao debido a licuación de suelos y Moran et al. (1975) presentaron vistas de la posible ocurrencia de licuación en Ancón. La máxima intensidad del sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de Ms = 7.5. (Alva, 1983).

Giesecke et al. (1980) observaron algunos derrumbes de material aluvial en los acantilados ubicados entre Magdalena y Chorrillos. (Alva, 1987). El registro sísmico del terremoto de Lima de 1974 registrado en la estación Parque de la Reserva se muestra en la Figura 4.3, la aceleración máxima registrada fue de 0.196g a los 19.78 segundos.

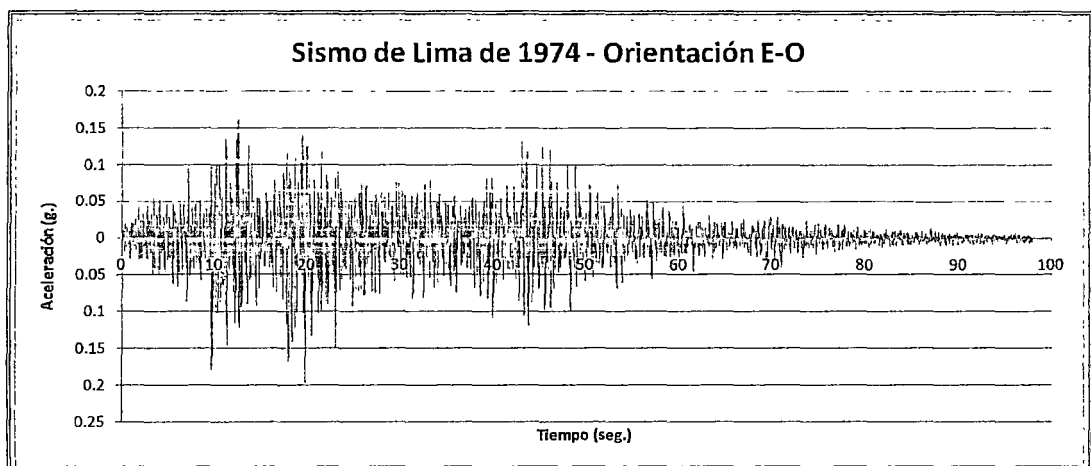


Figura 4.3: Registro del sismo de Lima del 3 de Octubre de 1974 (Fuente Red Acelerográfica del CISMID)

4.3.2 Sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007

El 15 de Agosto del 2007 a las 6:45 pm (hora local) en la región central del Perú, se experimentó un sismo de magnitud 8 en escala momento (Mw). Este sismo trajo muerte y destrucción en las ciudades de Pisco y Chincha en donde se llegó a una intensidad de VII, y hasta IX en la escala de Mercalli Modificada (MM) en la ciudad de Tambo de Mora. El Instituto de Defensa Civil (INDECI) y el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) informaron que el sismo dejó en la región aproximadamente 32,000 personas afectadas, 595 muertos, daños severos en 12 localidades con más de 230,000 viviendas dañadas y 52,150 totalmente destruidas.

Los mayores efectos fueron la ocurrencia de licuación de suelos, desplazamiento lateral hacia el mar de hasta 6 m de una franja horizontal de terreno y cuyas dimensiones fueron de 3 km de largo por 400 m de ancho, grietas en el terreno y deslizamientos. Eyecciones de arena y fisuras en el terreno fueron observadas a las afueras de la ciudad; mientras que en la ciudad, además de los efectos mencionados, se observaron asentamientos de hasta 0.90 m en las edificaciones.

El registro sísmico del terremoto de Pisco de 2007 registrado en la estación Concejo Departamental de Lima - CIP se muestra en la Figura 4.4 .

Debe considerarse que este sismo es particular ya que ocurrió doble ruptura sísmica y el potencial de daño es mayor que otros mega-eventos ocurridos en la costa peruana, la utilización de este registro sísmico en el análisis de estabilidad debe ser evaluado en términos de probabilidad de ocurrencia de un evento similar en el futuro (Zuta, 2009).

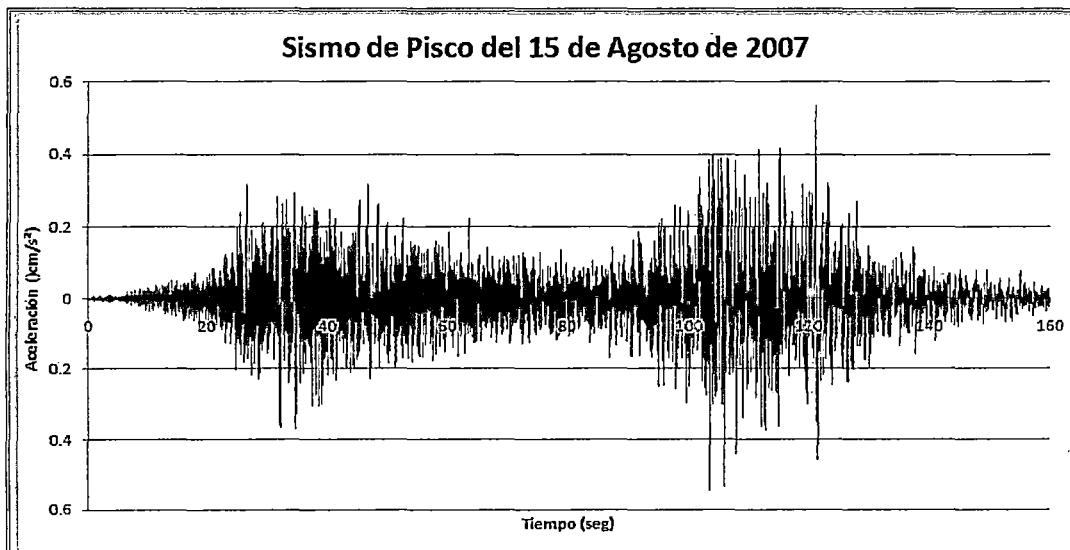


Figura 4.4: Registro del sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007 (Fuente Concejo Departamental de Lima - CIP)

4.4 SECCIONES ANALIZADAS

Para la presente investigación se han definido 6 secciones las cuales se encuentran ubicadas en el distrito de Miraflores en la parte baja del malecón de Larcomar; estas secciones fueron seleccionadas considerando los resultados de riesgo presentados por Cañari 2001 y considerando la topografía y ubicación de la futura construcción del Hotel Larcomar.

La topografía de dichas secciones fueron proporcionadas por Graña y Montero y Fashion Center, del mismo modo, los parámetros geotécnicos fueron proporcionados por las mismas empresas y asumidas según los criterios geotécnicos indicados en los Capítulos II y III de este trabajo.

En la Figuras 4.5 se muestran las secciones empleadas en el análisis de estabilidad. En el Plano N°3 se presentan las secciones tomadas en consideración.



Figura 4.5: Vista Panorámica de la ubicación de las Secciones (Fuente de Imagen Caretas, Febrero 2008)

En el Cuadro 4.4 se muestran las características de cada sección empleada para los análisis de esfuerzo-deformación por elementos finitos. Las secciones fueron discretizadas en elementos triangulares de 15 nodos.

Cuadro 4.4: Características de las secciones analizadas

Sección Analizada	Altura del Talud (m.)	Número de elementos	Número de Nodos
Sección 1	67,3	3 023	24 467
Sección 2	64,7	3 050	24 697
Sección 3	64,0	2 967	24 079
Sección 4	61,6	3 188	26 025
Sección 5	61,6	3 296	26 713
Sección 6	54,0	3 259	26 399

CAPÍTULO V: DESARROLLO DEL ANÁLISIS

Tomando como válidas las consideraciones de diseño y los parámetros discutidos en los capítulos anteriores se procedió a realizar los análisis.

La metodología empleada para el desarrollo del análisis consistió en lo siguiente:

- Se realizó el análisis de estabilidad por equilibrio límite empleando la metodología de Spencer, obteniendo los factores de seguridad para las condiciones estáticas y pseudo-estáticas.
- Las secciones para las cuales el factor de seguridad fue menor que el mínimo recomendado en el caso estático, fueron analizadas con la metodología de esfuerzo-deformación para obtener la forma y desarrollo de la superficie de falla.
- La superficie de falla obtenida del análisis de esfuerzo-deformación se puede representar en el análisis de equilibrio límite empleando la metodología optimizada por bloque, con esta metodología podemos guiar la superficie de falla para obtener el factor de seguridad mínimo optimizado.
- Se realiza el análisis de estabilidad con superficie de falla tipo aleatorio circular con la simulación probabilística de Monte Carlo (Tobutt, 1981; Greco, 1996) para obtener una optimización del cálculo encontrando el menor factor de seguridad y luego compararlo con el obtenido de tipo de falla en bloque (Falabella, 2006).
- Posteriormente se realizó el análisis de deformaciones permanentes propuesto por Newmark en 1965 modificado por Houston en 1987, para lo cual se realizó un análisis unidimensional de propagación de ondas sísmicas, complementado con un análisis de desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante el programa DISPLAQUAKE (Cárdenas, 2005).
- Finalmente se complementaron los cálculos con un análisis de estabilidad dinámica y con ello obtener los desplazamientos del talud producto de un sismo.

5.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON EQUILIBRIO LÍMITE

Para realizar el análisis de equilibrio límite se empleó el programa SLIDE del paquete Rocscience, usando la metodología de Spencer, (ítem 3.1.1); este programa nos permite encontrar superficies de falla de forma aleatoria, ya sea circulares, tipo bloque o compuestas; del mismo modo nos permite sectorizar los límites por los cuales pasan las superficies de falla, en el caso estudiado se han analizado tipo de falla en bloque y aleatorio.

El análisis tipo bloque aleatorio se emplea en el análisis de una falla por una determinada capa o interface, cuando tenemos algún estrato débil cuya orientación implique la falla del talud o cuando deseamos obtener fallas no circulares por una superficie predeterminada. El análisis tipo aleatorio nos permite obtener superficies de falla planares, circulares o la combinación de estos dependiendo el tipo de material que se analice o la orientación del estrato analizado.

Se tomó como válido el menor factor de seguridad obtenido por estos métodos y que se acerque más a la superficie de falla obtenida en el análisis de esfuerzo-deformación. Los resultados del análisis de estabilidad se muestran en el Anexo D.2.

Los valores del factor de seguridad requeridos a ser considerados se toman en cuenta según la sugerencia del Dam Safety Guidelines del 2007 del Canadian Dam Association para casos estáticos y pseudo-estáticos; estos se muestran en el Cuadro 5.1.

Cuadro 5.1: Factores de seguridad mínimos considerados DSG-CDA 2007

Condición analizada	Factor de Seguridad
Caso Estático	1.50
Caso Pseudo-Estático	1.00

5.1.1 Análisis Estático

Para el análisis estático se definieron los límites por donde pasan las superficies de falla y se analizaron superficies tipo bloque y aleatoria; esta última superficie de falla se puede aproximar a la obtenida al análisis de esfuerzo-deformación para las secciones cuyo factor de seguridad estático sea menor al mínimo.

En el Cuadro 5.2 se muestran los resultados obtenidos en este análisis para las 6 secciones.

Cuadro 5.2: Resultados del análisis de estabilidad estático

Sección	Factor de Seguridad	
	Superficie en Bloque	Superficie Aleatoria - Circular
1 - 1'	1.17	1.08
2 - 2'	1.06	1,03
3 - 3'	1.69	1.45
4 - 4'	1.35	1.26
5 - 5'	1.61	1.53
6 - 6'	1.86	1.72

5.1.2 Análisis pseudo-estático

Para el análisis pseudo-estático se tomaron las mismas consideraciones mencionadas en el análisis estático, del mismo modo se realizó el cálculo de la aceleración de fluencia, la cual corresponde a la aceleración para la cual se obtiene un factor de seguridad igual a la unidad, lo que representa el movimiento inminente de la masa deslizada.

Para realizar el análisis pseudo-estático se consideró un coeficiente sísmico horizontal igual a $k_h=0.22g$ el cual representa el 50% de la máxima aceleración de un sismo de 475 años de periodo de retorno.

En el Cuadro 5.3 se presentan los resultados obtenidos en este análisis.

Cuadro 5.3: Resultados del análisis de estabilidad pseudo-estático

Sección	Factor de Seguridad		a_y (g)
	Superficie en Bloque	Superficie Aleatoria	
1 - 1'	0,86	0,79	0,08
2 - 2'	0,74	0,72	0,16
3 - 3'	1,00	1,00	---
4 - 4'	1,02	0,95	0,17
5 - 5'	1,09	1,02	---
6 - 6'	1,15	1,14	---

5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO ESFUERZO-DEFORMACIÓN

El análisis de estático de esfuerzo deformación corresponde a la reducción progresiva de los parámetros de resistencia a través de un factor de reducción hasta provocar la falla del talud, esto nos permite identificar el mecanismo de falla mediante el campo de desplazamientos, y obtener así la tendencia de la superficie de falla (Gavilanes, 1998; Roca, 2000).

Para determinar la superficie de falla de un talud, la solución de la matriz por elementos finitos en estos puntos de la superficie falla por falta de convergencia del sistema de ecuaciones.

Este análisis fue realizado en las secciones 1-1', 2-2' y 4-4', debido a que estas secciones presentan factores de seguridad estáticos por debajo del $FS=1.5$, que es el mínimo considerado en este estudio (Cuadro 5.1).

Para realizar este análisis se utilizó el programa Plaxis el cual simula directamente el colapso del talud empleando una reducción gradual de los valores de resistencia de los materiales. Las cargas aplicadas corresponden a las instalaciones descritas en la sección 4.2.

Este análisis emplea el método de elementos finitos con el modelo constitutivo elástico perfectamente plástico de Mohr Coulumb el cual se emplea para suelos gravosos, (ítem 3.1.2), para la implementación de este modelo se necesitan 5 constantes del material: el Módulo de Elasticidad E , el coeficiente de Poisson ν , el ángulo de fricción ϕ^o , la cohesión c y el ángulo de dilatación ψ^o . Las consideraciones empleadas en la determinación de estos parámetros se exponen en el Capítulo 4.1.

Las características geométricas de las secciones se muestran en el Cuadro 4.4. En el Anexo D.1 se presentan las salidas del análisis estático esfuerzo-deformación para las secciones 1-1', 2-2' y 4-4'.

De manera referencial, en el Cuadro 5.4 se muestran los desplazamientos estáticos máximos alcanzados en las diferentes secciones en el análisis esfuerzo-deformación en los puntos de control y para las cargas estáticas de las instalaciones aledañas.

Cuadro 5.4: Resultados del análisis de esfuerzo deformaciones

Sección analizada	Desplazamiento máximo (cm)
Sección 1 - 1'	1,16
Sección 2 - 2'	0,68
Sección 4 - 4'	0,36

5.3 ANÁLISIS DINÁMICO

Tomando en consideración lo discutido en los capítulos anteriores sobre los parámetros y las propiedades dinámicas, se realizó el análisis dinámico desde dos enfoques, el primero empleando la metodología de deformaciones

permanentes y el segundo enfoque empleando el análisis numérico por elementos finitos con la metodología lineal equivalente, este último solo de manera referencial.

5.3.1 Análisis de desplazamientos permanentes inducidas por sismos

El análisis de desplazamientos permanentes inducidos por el sismo de diseño se realizó en aquellas secciones cuyo factor de seguridad pseudo-estático resultó menor que el mínimo considerado en el presente trabajo, es decir, menor que 1.0. Las secciones analizadas fueron: 1-1', 2-2' y 4-4'.

Se conoce que cuando el análisis de estabilidad proporciona factores de seguridad pseudo-estáticos iguales o mayores a 1.0, se presentan desplazamientos permanentes relativamente pequeños.

Para realizar este análisis, se tomó en consideración las pautas discutidas en el ítem 3.1.3.2, primero se calculó las aceleraciones de fluencia mostrada en el Cuadro 5.2, posteriormente se realizó el análisis de propagación unidimensional de ondas sísmicas y finalmente se obtuvieron los desplazamientos producidos en la sección de análisis. Para realizar este análisis se emplearon los sismos de diseño de Lima y de Pisco escalados a 0.44g.

En el Anexo D.3 se presentan los perfiles de suelo tomados en consideración para el análisis unidimensional. Se tomaron tres perfiles por cada sección tomadas de forma arbitraria y en cada uno se obtuvieron los desplazamientos por sismo; el desplazamiento permanente final de la sección analizada se obtuvo promediando los desplazamientos de cada perfil. Los perfiles de las secciones con sus respectivas aceleraciones de fluencia se muestran en el Anexo D.3.

Los resultados obtenidos del análisis de desplazamientos permanentes se muestran en el Cuadro 5.5.

Cuadro 5.5: Resultados del análisis de desplazamientos permanentes

Sismos de Diseño	Sección Analizada	Perfil 1 (cm)	Perfil 2 (cm)	Perfil 3 (cm)	Promedio (cm)
Sismo de Lima 1974	Sección 1	109,6	87,2	85,9	94,3
	Sección 2	15,6	9,7	39,9	21,7
	Sección 4	12,4	6,5	9,6	9,5
Sismo de Pisco 2007	Sección 1	412,1	370,2	368,5	383,6
	Sección 2	68,9	52,6	64,3	61,9
	Sección 4	60,1	33,0	43,4	45,5

Es importante indicar que el sismo de Pisco presenta una elevada energía (Zuta, 2009), la cual no se ha observado en otros registros sísmicos, por lo que es de esperar que el análisis con este registro proporcione desplazamientos significativos. Por lo tanto, el análisis de riesgo que se presentará más adelante, será realizado básicamente considerando los resultados de desplazamientos inducidos por el terremoto de Lima de 1974.

5.3.2 Análisis de estabilidad dinámica de los taludes

Este análisis fue realizado de manera referencial, ya que los desplazamientos encontrados con el método lineal equivalente no corresponden a desplazamientos permanentes por ser esencialmente un método elástico.

Para el análisis de estabilidad dinámica se usó la sección 5 y el terremoto de diseño el de Lima de 1974 descrito en el ítem 4.3.1. Se tomaron varios puntos de control a lo largo de la sección, desde punto A al punto F mostrados en la Figura 5.1. Los puntos A y B se ubican en la parte superior, los puntos C, D y E están ubicados en la parte media del talud y el punto F está en la parte baja del talud.

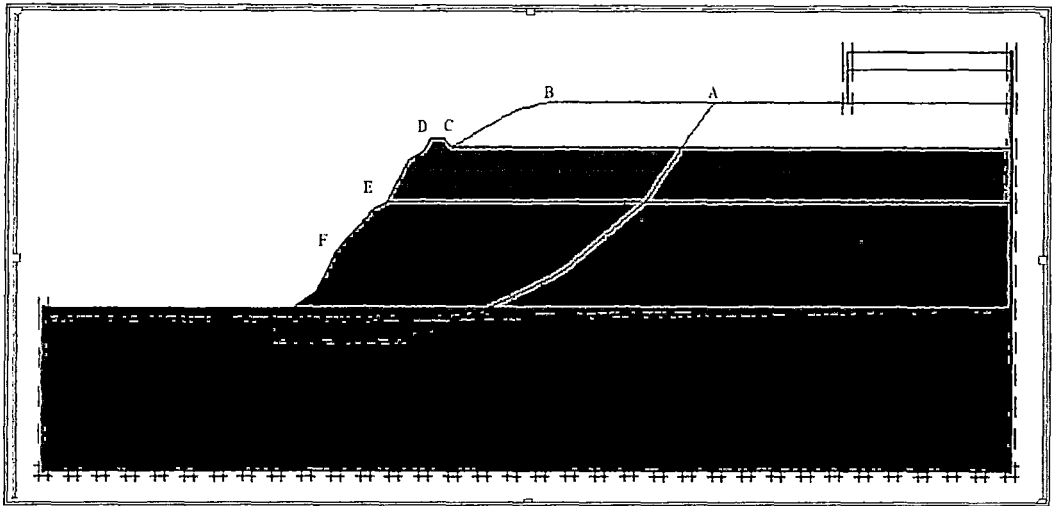


Figura 5.1: Puntos de control de la sección 5

Las deformaciones producidas en los puntos de control se muestran en el Figura 5.2, se puede observar que el punto A ubicado en la superficie se mueven hasta 3.8 m, el punto B ubicado al borde superior del talud se mueve hasta 3.4 m, el punto C y el punto E se mueven en promedio 1.7 m, el punto D se mueve aproximadamente 2.0 m y el punto F se mueve aproximadamente 1.0 m.

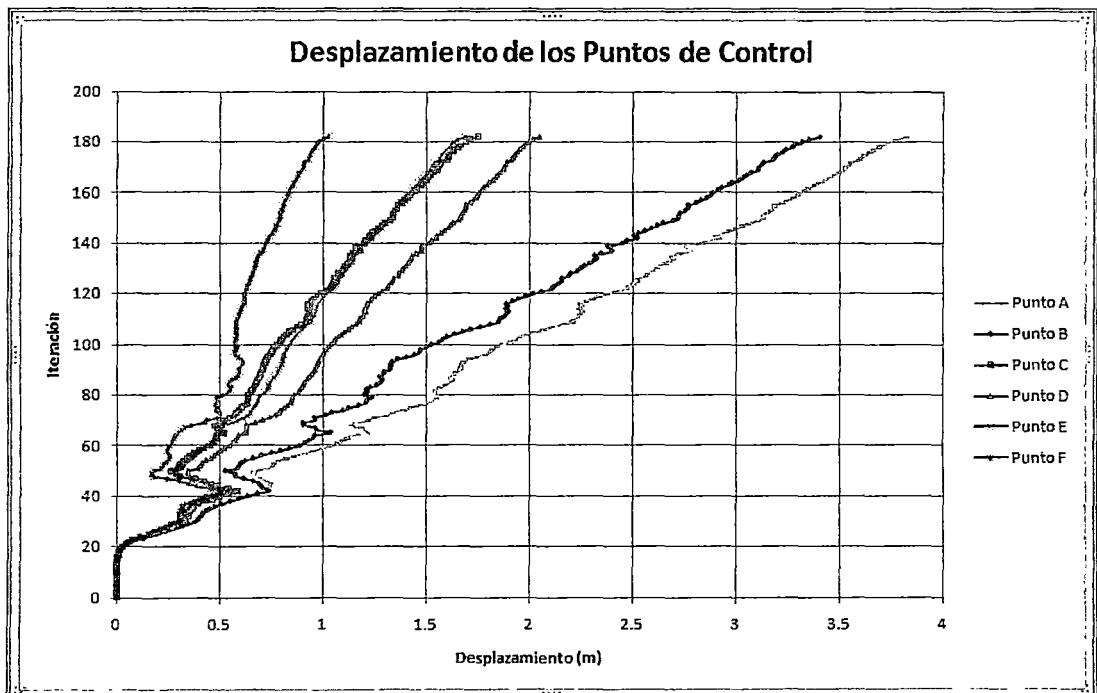


Figura 5.2: Desplazamiento de los puntos de control

5.4 ZONIFICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En el siguiente Cuadro 5.6 se presenta un resumen de los resultados de estabilidad y desplazamientos permanentes obtenidos en las secciones analizadas.

Cuadro 5.6: Resumen de resultados de estabilidad y desplazamientos permanentes

Sección	Factor de Seguridad ¹		Desplazamiento Permanente ^{2,3}
	Estático	Pseudo-Estático	
1 - 1'	1,08	0,79	94,3
2 - 2'	1,03	0,72	21,7
3 - 3'	1,45	1,00	--
4 - 4'	1,26	0,95	9,5
5 - 5'	1,53	1,02	--
6 - 6'	1,72	1,14	--

Notas:

- (1) Factor de seguridad según falla aleatoria
- (2) Desplazamiento permanente obtenido con el terremoto de Lima de 1974, en metros.
- (3) No se calcula cuando el FS pseudo-estático es mayor o igual a 1.0

De acuerdo a los resultados del análisis de estabilidad y de desplazamientos permanentes, se pueden identificar las zonas más propensas a la ocurrencia de una falla. Se definieron los niveles de riesgo en bajo, medio y elevado en función de los factores de seguridad obtenidos y de la magnitud de los desplazamientos permanentes esperados, los cuales se describen a continuación.

- El **riesgo bajo** está conformado por los taludes que presenten poco peligro, es decir, tengan un FS elevado obtenido del análisis de estabilidad.
- El **riesgo medio** está conformado por los taludes que presenten peligro moderado ya sea por el FS bajo obtenido del análisis de estabilidad y cuyos desplazamientos no presenten mayor riesgo a la serviciabilidad del talud.




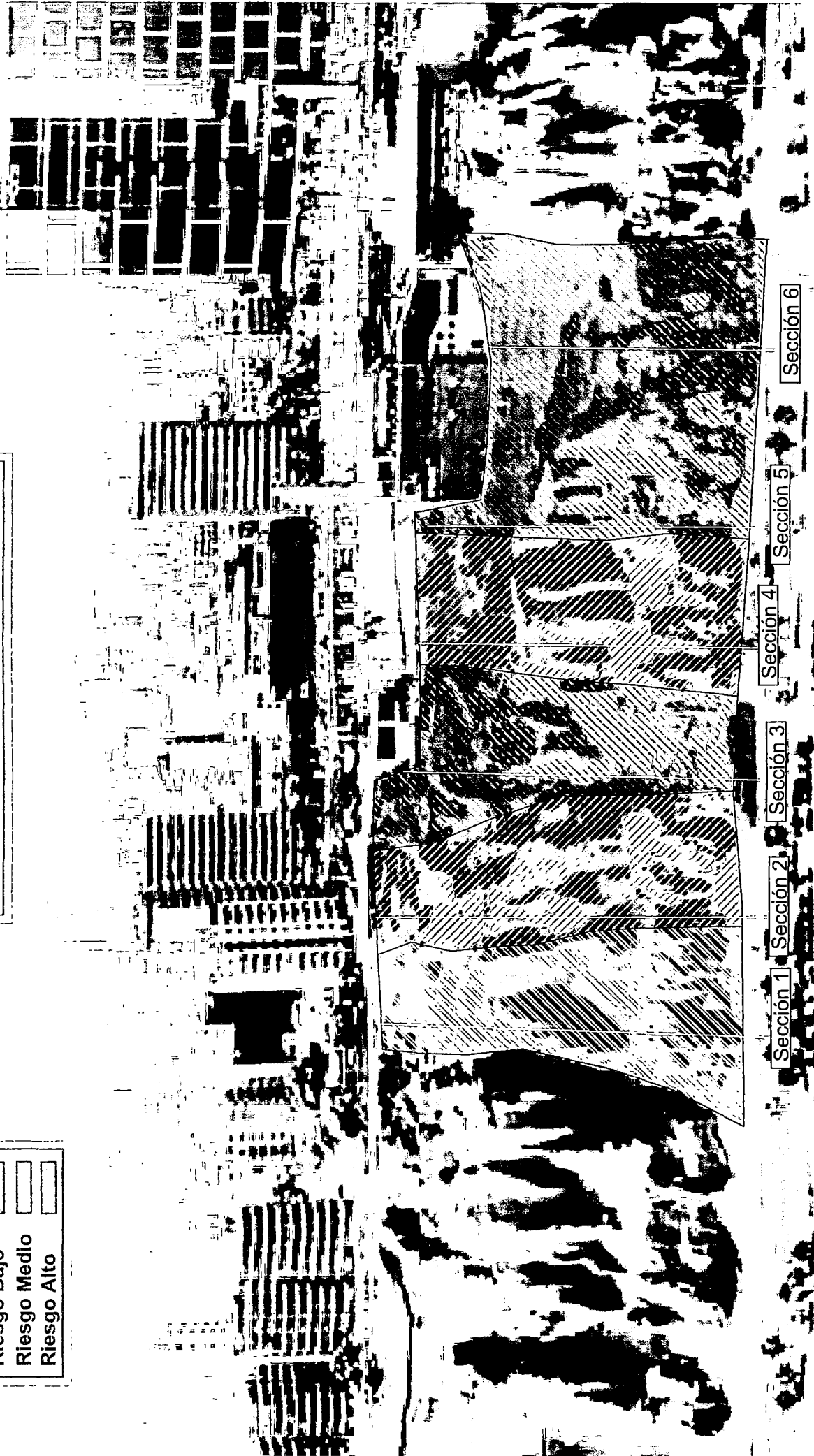
Niveles de Riesgo	
Riesgo Bajo	
Riesgo Medio	
Riesgo Alto	

Gráfico 5.3, Zonificación del área de estudio



- El **riesgo alto** está conformado por los taludes que presenten alto peligro ya sea por el FS bajo obtenido del análisis de estabilidad y cuyos desplazamientos presenten mayor riesgo a la serviciabilidad del talud.

En el Cuadro 5.7 se presenta la clasificación de cada sección analizada en términos de riesgo, según el análisis de estabilidad y de desplazamientos permanentes, mientras que en la Figura 4.3 se observa la zonificación del área en estudio.

Cuadro 5.7: Clasificación del riesgo

Sección	Riesgo
1 - 1'	Alto
2 - 2'	Medio
3 - 3'	Bajo
4 - 4'	Medio
5 - 5'	Bajo
6 - 6'	Bajo

5.5 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Como podemos observar en los análisis de estabilidad por equilibrio límite en caso estático y pseudo-estático para todas las secciones, en los resultados del análisis con superficie de falla en bloque obtenemos valores ligeramente mayores a los obtenidos con superficie de falla aleatoria, esto se debe a que en la superficie de falla aleatoria se emplea la metodología probabilística de Monte Carlo (Greco, 1996) para encontrar la superficie de falla cuyo factor de seguridad sea la menor.

Complementar el análisis de equilibrio límite con el análisis de esfuerzo deformación es importante para conocer cuál es la orientación o tendencia de la superficie de falla y lograr identificar el mecanismo de falla, con ello podemos descartar las fallas locales o superficiales y las fallas que no son características del tipo de material analizado.

De los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad estático por equilibrio límite observamos que los taludes analizados de las Secciones 5-5' y 6-6' son estables en su estado natural ya que los factores de seguridad obtenidos son mayores a 1,50 (Cuadro 5.1); el talud de la Sección 3-3' presenta un factor de seguridad menor al mínimo requerido en condiciones estáticas pero este no presenta mayor riesgo; los taludes de las Secciones 1-1', 2-2' y 4-4' son estables pero presentan un factor de seguridad menor al mínimo requerido en condiciones estáticas y podrían colapsar siendo los taludes de las Secciones 1-1' y 2-2' los de mayor riesgo.

De los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad pseudo-estático por equilibrio límite observamos que los taludes analizados de las Secciones 3-3', 5-5' y 6-6' son estables ya que los factores de seguridad obtenidos son mayores a 1,00 el cual es el valor mínimo requerido (Cuadro 5.1); las Secciones 1-1', 2-2' y 4-4' presentan condiciones inestables y podrían colapsar ante un sismo.

De los resultados obtenidos del análisis de deformaciones permanentes y tomando en consideración las recomendaciones de servicialidad de Makdisi y Seed de 1977; se observa que empleando como sismo de diseño el sismo de Lima de 1974, la Sección 1-1' presenta deformaciones las cuales podrían causar ligeras fallas superficiales y pueden extenderse hasta 1 a 2 metros, las Secciones 2-2' y 4-4' presentan deformaciones mínimas en la cresta. Si se emplea como sismo de diseño el sismo de Pisco del 2007, la Sección 1-1' presentaría fallas profundas de hasta 10 metros y las Secciones 2-2' y 4-4' producirían deformaciones superficiales y ligeras las cuales probablemente generarían fallas de hasta 1 a 2 metros.

De los resultados obtenidos de la evaluación de la Sección 1-1', se observa que pertenece a una zona de alto riesgo ya que los resultados del análisis de estabilidad proporcionan factores de seguridad por debajo de los permisibles y al realizar el análisis de deformaciones con el registro del sismo de Lima de 1974 se obtienen desplazamientos que pueden producir fallas profundas.

En los resultados obtenidos de la evaluación de la Sección 2-2', se observa que pertenece a una zona de riesgo medio ya que los resultados del análisis de estabilidad proporcionan factores de seguridad por debajo de los permisibles y el análisis de deformaciones proporciona desplazamientos relativamente pequeños.

De los resultados obtenidos de la evaluación de la Sección 3-3', se observa que pertenece a una zona de riesgo bajo ya que los resultados del análisis de estabilidad proporcionan resultados adecuados, no requiriéndose la realización del análisis de desplazamientos permanentes.

En los resultados obtenidos de la evaluación de la Sección 4-4', se observa que pertenece a una zona de riesgo medio, debido a que los resultados del análisis de estabilidad proporcionan factores de seguridad por debajo de los permisibles y al realizar el análisis de desplazamientos permanentes se obtienen deformaciones mínimas.

Finalmente, de los resultados obtenidos de la evaluación de las Secciones 5-5' y 6-6', se observa que éstas pertenecen a una zona de riesgo bajo ya que los resultados del análisis de estabilidad nos indican una adecuada estabilidad, donde es de esperar desplazamientos muy pequeños.

Debe considerarse que el sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007 es un sismo particular donde ocurrió doble ruptura sísmica y el potencial de daño fue mayor a otros eventos sísmicos ocurridos en el país. Por ello, este sismo debe ser considerado por la probabilidad de ocurrencia. Si consideramos que en Lima se espera un sismo de gran magnitud debido al Silencio Sísmico, se deben tomar en consideración los resultados del sismo de Pisco, consecuentemente se deben tomar medidas para remediar esta inestabilidad y lograr mejorar la estabilidad global del talud para con ello lograr reducir los riesgos.

Conclusiones

CONCLUSIONES

1. El área en estudio está ubicada en una zona de gran riesgo según investigaciones pasadas detalladas en los antecedentes, debido a la gran concurrencia de personas y a las edificaciones cercanas construidas sobre el talud este riesgo se incrementa.
2. Según el estudio de suelos realizado y las investigaciones realizadas anteriormente en la zona en estudio, el nivel freático al pie del talud se encuentra a unos 3.0 a 3.5m de profundidad y la clasificación SUCS del conglomerado indica en general que se trata de una grava pobremente gradada "GP".
3. Los resultados del ensayo de corte directo *in situ* realizado en la zona en estudio, nos muestra que tiene los siguientes parámetros de resistencia:

Ubicación	Cohesión (kPa)	Ángulo de Fricción (°)
Al Pie del Talud	10	35
Sobre el Talud	20	40

Para el cálculo de la estabilidad se recomienda emplear los resultados obtenidos sobre el talud.

4. De acuerdo al estudio de peligro sísmico regional realizado por Castillo Alva (1993), la aceleración máxima en la zona en estudio, considerando un 10% de excedencia y 50 años de exposición, lo que equivale a un sismo de 475 años de periodo de retorno, es de 0.44g.
5. Para el análisis de estabilidad en la condición pseudo-estática se empleó un valor de coeficiente sísmico de $K_h=0.22$, el cual corresponden al 50% de la aceleración máxima según criterios ampliamente aceptados en la literatura técnica internacional.
6. Para toda obra que se realice en el acantilado o cerca a éste, se debe realizar un análisis detallado antes de la construcción para conocer las zonas más vulnerables a la falla, para ello se deben realizar los ensayos pertinentes para la obtención de los parámetros correctos del suelo en la zona específica.

7. Para realizar el análisis de estabilidad, se optó por idealizar el estrato del conglomerado en uno solo de gran potencia y de ese modo poder realizar el análisis bidimensional. Se considera que las propiedades como la densidad, la cohesión, velocidad de ondas de corte, módulo de Poisson y módulo de elasticidad varían con la profundidad.
8. Se ha realizado el análisis de estabilidad en 6 secciones representativas a lo largo de la zona en estudio, estas secciones han sido tomadas a partir de la heterogeneidad existente de la topografía en el área en estudio, es decir considerando la irregularidad del acantilado y la existencia de edificaciones aledañas que intervienen con su peso sobre el talud. Con estas secciones se podrá evaluar de manera indirecta el comportamiento tridimensional a partir de un análisis bidimensional, lo cual finalmente permitirá la zonificación del área en estudio en función de los niveles de riesgo por estabilidad de taludes y de desplazamientos permanentes.
9. El método de equilibrio límite empleado para el análisis de estabilidad es el de Spencer, que es un método riguroso que satisface el equilibrio estático. Este método se considera adecuado para el análisis de este tipo de materiales.
10. Las superficies de falla analizadas fueron del tipo bloque y aleatoria. Para las superficies en bloque se considera una probable zona por donde pasará la superficie de falla, calculándose superficies planares o circulares dependiendo del material atravesado por la superficie de falla; para las superficies de falla aleatoria, se usa la metodología probabilística de Monte Carlo. Los factores de seguridad obtenidos según superficies aleatorias son menores que aquellos obtenidos utilizando superficies tipo bloque.
11. Para las secciones cuyo factor de seguridad estático sea menor a los valores mínimos recomendados en los criterios de diseño del presente estudio, se ha realizado un cálculo adicional estático de esfuerzo-deformación con métodos de elementos finitos, con la finalidad de conocer los desplazamientos estáticos producidos en el talud y también conocer la tendencia de la superficie de falla contrastándola con las superficies obtenidas en los métodos de equilibrio límite para seleccionar la superficie más apropiada.

12. Para las secciones cuyo factor de seguridad pseudo-estático sea menor a los valores mínimos recomendados en los criterios de diseño del presente estudio, se realizó el análisis de desplazamientos permanentes con la metodología de Newmark implementada por Houston et al. (1987).
13. En el análisis de desplazamientos permanentes se han obtenido desplazamientos mayores con el sismo de Pisco del 2007 que con el sismo de Lima de 1974. Esto se debe a que el sismo de Pisco liberó mucha más energía que el sismo de Lima (Zuta, 2009). Los resultados de desplazamientos permanentes en las diferentes secciones son varias veces mayores a los obtenidos con el sismo de Lima.
14. Los resultados del análisis de estabilidad para el caso estático y pseudo-estático y de deformaciones permanentes empleando el registro sísmico del sismo de Lima de 1974 se muestra en el siguiente cuadro:

Sección	Factor de Seguridad		Desplazamiento Permanente
	Estático	Pseudo-Estático	
1 - 1'	1,08	0,79	94,3
2 - 2'	1,03	0,72	21,7
3 - 3'	1,45	1,00	--
4 - 4'	1,26	0,95	9,5
5 - 5'	1,53	1,02	--
6 - 6'	1,72	1,14	--

15. A partir de los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad y de deformaciones permanentes inducidas por sismo, se evaluaron las zonas del talud que presentan mayor riesgo en términos de estabilidad y de desplazamientos. El riesgo bajo está definido por un factor de seguridad elevado. El riesgo medio está conformado por un factor de seguridad bajo y cuyos desplazamientos no presenten mayor riesgo a la serviciabilidad del talud. El riesgo alto está definido por bajos factores de seguridad y cuyos desplazamientos presenten mayor riesgo a la serviciabilidad del talud.
16. La Sección 1-1' presenta un riesgo alto, la Sección 2-2' presenta un riesgo medio, la Sección 3-3' presenta un riesgo bajo, la Sección 4-4'

presenta un riesgo medio, las Secciones 5-5' y 6-6' presentan un riesgo bajo.

17. De toda el área de estudio, el 17% presenta un riesgo alto, el 35% presenta un riesgo medio, y el 48% presenta un riesgo bajo.
18. Tomando en consideración los últimos sismos ocurridos en Chile en el 2010 con magnitud de 8.8 Mw, el de Haití del 2010 con magnitud de 7.0 Mw, el de Japón del 2011 con magnitud de 9.0 Mw, y el peligro sísmico que se vive en la ciudad de Lima; se debe tomar en consideración los resultados obtenidos considerando el sismo de Pisco del 2007, del mismo modo se debe extender el análisis completo a lo largo de toda la Costa Verde para implementar las medidas de protección y reducir el riesgo en esta zona de la capital.
19. Las fallas locales no son tomadas en cuenta en esta investigación, este tipo de fallas debe ser analizado al momento de la excavación para conocer a detalle las zonas propensas al deslizamiento.
20. El buen comportamiento del acantilado podría deberse al efecto de las sales marinas y a la existencia de una costra calcárea superficial en el pie del talud a lo largo de casi toda la Costa Verde, no se conoce exactamente las dimensiones y propiedades en la zona de estudio por ello no se han tomado en consideración para el cálculo.

Recomendaciones

RECOMENDACIONES

1. Debido a la magnitud de los actuales y futuros proyectos en el acantilado de Lima, se deben realizar todos los ensayos que sean necesarios para obtener los parámetros correctos del suelo y con ello poder realizar un análisis más riguroso de la estabilidad de los taludes y de sus desplazamientos permanentes.
2. Se conoce la existencia de zonas con material suelto de conglomerado de manera superficial provenientes de la construcción del Fashion Center y de Larcomar. Estas zonas deben ser ubicadas antes del inicio de la excavación en la zona en estudio, debiéndose tener especial cuidado ya que no se conoce la potencia de dichos estratos,
3. Se debe elaborar un plan de excavación donde predomine las consideraciones obtenidas de la zonificación realizada en la presente investigación para conocer qué zonas son más vulnerables a la falla.
4. Se debe tener especial cuidado en las fallas locales, o sea en las pequeñas fallas que pueden presentarse durante y al final de la construcción. Para ello se debe realizar un análisis de estabilidad local, sobre todo durante la construcción.
5. Es importante implementar un sistema de monitoreo permanente a lo largo de toda la zona de estudio para poder predecir posibles desplazamientos relativos que eventualmente puedan producir una superficie de falla que afecte la estabilidad del acantilado durante la excavación, y durante y después de la construcción de la obra.
6. Es importante complementar con un análisis de caída de rocas en el talud analizado y de esta manera conocer el comportamiento de los bloques de rocas presentes y asegurar la zona de trabajo.
7. Si se plantea realizar otro tipo de construcción en otra zona a lo largo de la Costa Verde, se deben seguir las consideraciones tomadas tanto en la presente investigación como en las anteriores. Del mismo modo, se deben realizar siempre los ensayos de campo y laboratorio adecuados al suelo para conocer las propiedades de los suelos del acantilado en diferentes sectores.

8. Para la ejecución de la excavación, se deberán construir banquetas por seguridad y para mejorar la estabilidad a medida que se va instalando los sistemas de sostenimiento del talud.
9. Se sugiere que en futuras investigaciones se empleen métodos de deformaciones permanentes en 2D ya que como se muestra en las conclusiones, estos métodos nos proporcionan mejores valores. Para ello se propone emplear metodologías con elementos finitos o diferencias finitas. Si bien la aplicación de estos métodos implican la utilización de modelos complejos de comportamiento del suelo en condiciones dinámicas, resulta importante el desarrollo de este tipo de estudio, por lo menos a nivel de centros de investigación.
10. Se debe mejorar el sistema de riego y drenaje de las áreas verdes ubicadas sobre el talud, ya que el agua y la filtración puede reducir la resistencia del suelo, sobre todo en sectores con presencia de suelos finos.
11. Antes de empezar con la etapa de excavación se debe hacer un estudio minucioso de los sistemas de agua y desagüe u otras fuentes cercanas para evitar la rotura de las mismas produciéndose un humedecimiento en el acantilado y posibles ocurrencias de falla por erosión o inestabilidad.
12. En las zonas donde no se requiere realizar corte al talud, se debe evitar eliminar la costra calcárea, ya que esta constituye una medida de sostenimiento natural.
13. Entre los métodos de estabilización de taludes y deslizamientos aplicables en la zona en estudio tenemos el tendido del talud, excavación de banquetas en la parte superior del talud, excavar completamente las masas de deslizamiento, mejorar e implementar el riego por goteo a lo largo de la parte superior del talud, generar bermas relleno compactado, rocas o gaviones en el pie del talud, construir en algunas estructuras de retención como muros de contención, pilotes verticales, anclajes o nailing, schotcrete (para evitar la caída de rocas).
14. Se debe extender en análisis realizado en la presente investigación para toda la Costa Verde y con ello hacer una zonificación detallada y planear un plan integral para la estabilización y reducción de riesgos en los acantilados de Lima

Referencias bibliográficas

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, J.; MARTINEZ J. y GUZMÁN, V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- ALVA, J. (2002) "Dinámica de Suelos", Post Grado Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- USACOE (2003), "Slope Stability" US Army Corps of Engineering.
- ASFORD, S. and SITAR, N. (1994), "Seismic response of steep natural slopes". Journal of Geotechnical Engineering. EERC. University of California – Berkeley, California – USA.
- BOTERO, E. Y ROMO, M. (2006), "Modelo bidimensional no lineal para el análisis del comportamiento dinámico de estructuras térreas", Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F., México.
- CAÑARI, M. (2001), "Análisis de la estabilidad de taludes de la Costa Verde", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- CARDENAS, J. (2005), "Estudo de Modelos Constitutivos para previsão da liquefacao em solos sob carregamento monotónico", Tesis de Post - grado, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Departamento de Ingeniería Civil Río, Brasil.
- CHAUA L. (2010), "Altura máxima de los edificios en el acantilado de la Costa Verde", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- CISMID, (1984), "Serie de trabajos en tierra, Manual de Protección de taludes", Lima, Perú.
- CISMID, (2004), "Microzonificación Sísmica de Lima", Lima, Perú.
- CARRILLO - GIL, A. (1987), "Gravas del Conglomerado de Lima", VIII CPMSIF - PCSMFE, 16 - 21 Agosto, Cartagena, Colombia.
- CASTILLO, J. (1994), "Peligro Sísmico en el Perú", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- CANADIAN DAM ASSOCIATION (2007), "DAM SAFETY GUIDELINES", Asociación Canadiense de Presas, Canada.
- DAS, BRAJA (1994), "Principles of Geotechnical Engineering". Boston.

- DENJ, J.; TSUTSUMI, Y.; KAMEYA, H.; KUWANO, J.; KOSEKI J. (2009), "Evaluation of Earthquake-Induced displacement of Slopes considering reduction in mobilized friction angle and irregular geometry of the sliding plane" Special Coordination Funds for Promoting Science and Technology of Japan Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology, Japan.
- EERC, (1994), "Seismic Response of steep natural slopes", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, U.S.
- EXAGONO, (2009), Publicación bimestral del Colegio de Arquitectos del Perú, Año 1, Número 1.
- KRAMER, S. L., (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall, University of Washington, New Jersey, U.S.
- FARM YUH MENQ, (2003), "Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils". University of Texas at Austin, USA.
- FALABELLA, J. (2006), "Análisis probabilístico de estabilidad de taludes y contenciones", Tesis de Post - grado, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Departamento de Ingeniería Civil Río, Brasil.
- FLAC V6.0, "Reference Manual", Itasca consulting Group.
- GAMMARA, C. (2009), "Actualización del mapa de isoaceleraciones", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- GAVILANES, H.(1998), "Análise do campo de deslocamentos para estabilidade de taludes de grande altura em meneracao", Tesis de Post - grado, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Departamento de Ingeniería Civil Río, Brasil.
- GRECO, V. R. (1996), "Efficient Monte Carlo technique for locating Critical Slip Surface", ASCE Journal of Geotechnical Engineering.
- HOUSTON, S.; HOUSTON, W. and PADILLA, M. (1987), "Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope displacements". American Society of Civil Engineer, pp. 207-222.
- HIDROENERGÍA CONSULTORES EN INGENIERÍA (1998), "Estudio Geotécnico de Cimentación Edificio Banco Latino – Ripley", Informe Geotécnico, San Isidro, Lima, Perú.

- INDECI (2007), "Sismo de Pisco 15 de Agosto del 2007", Cooperación y gestión integral del riesgo: Una perspectiva Iberoamericana. Ica – Perú.
- INGEMMET (1997), "Estudio de la Seguridad física de los acantilados de la Costa Verde", Boletín N° 18, Lima-Perú.
- ISHIHARA, K. (1982), "Evaluation of Soil Properties for Use in Earthquake Response Analysis", USA.
- JORGE ALVA INGENIEROS (2009). "Análisis de Estabilidad de los Taludes del Centro Comercial Larcomar Sección Sur - Miraflores", Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú.
- JORGE ALVA INGENIEROS (2009). "Ensayo de Corte Directo In-Situ Hotel Larcomar", Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú.
- JUÁREZ B. E., (1986). "Mecánica de suelos". Tomo 1. México.
- JUÁREZ B. E., (1986). "Mecánica de suelos". Tomo 3. México.
- KAVAZANJIAN, E. and HADJ-HAMOU, T. (1980), "Determination of the Dynamic Material Properties of soils from the result of Static Shear Test", Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- KUROIWA, J. (1977) "Protección de Lima Metropolitana ante Sismos Destructivos", Facultad de Ingeniería Civil – Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- LAMBE, W. and WHITMAN, R. (1969), "Soil Machine". Massachusetts Institute of Technology. USA.
- MAKAZANA, R. (2006), "Análisis dinámico de los acantilados de Lima", Tesis de post-grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- MAKDISI, F. and SEED, H. (1977), "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments". Journal of Geotechnical Engineering EERC. University of California – Berkeley, California – USA.
- MARTINELLI, M. (1993), "Estudios de Suelos: Acondicionamiento de los barrancos bajo el Parque Salazar Miraflores"; Lima, Perú.
- MARTINEZ, A. y PORTUAS, F. (1975), "Mapa Geomorfológico de Lima", Lima-Perú.
- MARTINEZ, A. (2007), "Características del suelo de Lima", Lima, Perú.

- MEJIA, L. and DAWSON, E. (2006), "Earthquake deconvolution for FLAC", 4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics, California - USA.
- MONONOBE, H. et al (1936), "Seismic Stability of the Earth Dam", Proc. 2nd Congress on Large Dams, Washington DC, USA.
- MORALES, R. (2001), "Normas de Diseño Estructural de Concreto Armado", ACE 318-5, ICG. Lima – Perú.
- NAVY U. S. (1982), "Recommendations of Soil Mechanics", USA.
- NEWMARK, N. M. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique 14(2):139-160.
- OHTA, Y. y GOTO, N. (1976), "Estimation of S-Wave Velocity un Terms of Characteristic Indices of Soil", Butsuri - Tanko, Vol. 29, Nº 24, 1976, pp. 34-41.
- ORTIGOZA, P. (1987), "Ensayos de Placa en Gravas", VIII CPMSIF - PCSMFE, 16 - 21 Agosto, Cartagena, Colombia.
- PARRA, D. (2001), "Modelagem Numérica do Comportamento Estático e Sísmico de Barragens de Terra", Tesis de Post - grado, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Departamento de Ingeniería Civil Río, Brasil.
- PLAXIS V9.0, "Reference Manual", A.A. Balkema Publishers.
- RAYGADA, L.; SUAREZ, H. (2008) "El método del MASW y sus aplicaciones en la Ingeniería Civil" XVI Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil CONEIC Tarapoto 2008. San Martín - Perú.
- RAYGADA, L. (2009), "El método del MASW" Boletín Estudiantil del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil IIFIC-UNI. Primera edición 2009.
- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (2003), "Norma Técnica de Edificaciones E-030-Diseño Sismoresistente", Lima – Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (1997), "Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones", Lima – Perú.
- REGLAMENTO DE LA AUTORIDAD DEL PROYECTO COSTA VERDE (2010), "Reglamento de usos del suelo y del mar, habilitación urbana, construcción y medio ambiente de la costa verde", Lima – Perú.

- REPETTO, P.; ARANGO, I.; SEED, H. (1980), "Influence of site characteristics on building damage during the October 3, 1974 Lima earthquake", College of Engineering, University of California, USA.
- ROCA, M. (2000), "Análisis de estabilidad de Taludes a través del Método Esfuerzo-Deformación", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- ROLLINS, K.; EVANS, M.; DIEHL, N. y DAILY III, W. (1998), "Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - Volume 124, pp 396 - 404, USA.
- SEED, H. e IDRIS, I. (1969), "Influence of Soils Conditions on Ground Motions During Earthquake", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, N° SM1, pp 99 - 137.
- SEED, H. e IDRIS, I. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Report N°. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- SEED, H. (1979), "Considerations in the Earthquake Design of Earth and Rockfill Dams", Geotechnique, N° 29, pp 215-263.
- SEED, H., WONG, R., IDRIS, I. y TOKIMATSU, K. (1984), "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, USA.
- SERFF, N.; SEED, B.; MAKDISI, F.; CHANG, C. (1984), "Earthquake Induced Deformations of Earth Dams". Earthquake Engineering Research Center EERC, Berkeley, California, USA
- SHAKE 2000 (2000), "A Computer Program for the 1-D Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems", User's Manual.
- SILGADO, E. (1978), "Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú (1513 – 1974)", Instituto de Geología y Minería, Boletín N° 3, serie C, Geodinámica de Ingeniería Geológica, Lima, Perú.
- SILVA, R. (2003), "Análise da estabilidade dinâmica de taludes de solo", Tesis de Maestría para el programa de Post grado en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Brasil.
- SITAR, N. and ASHFORD, S., (1994), "Seismic Response of Steep Natural Slopes". Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, USA.
- SOTO, C. (2006), "Estabilidade e Deformação de Taludes de Solo sob

- Carregamento Sísmico” Tesis de Maestría para el programa de Post grado en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Brasil.
- SPENCER, E. (1967), “A Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces”, *Geotechnique*.
 - STEWART, J., y BATURAY, M. (2001), “Uncertainties and Residuals in Ground Motion Estimates at Soil Sites”, *Proc. 4th Int. Conf. Recent Advances in Geotech. Eqk. Engrg. Soil Dyn.*, San Diego, CA - USA.
 - TERZAGHI, K. (1950), “Mechanics of Landslides”. *The Geological Survey of America Engineering Geology*, Berkley.
 - TOBUTT, D. (1981), “Monte Carlo simulation method for Slope Stability”, *HECB Department of Transport*, St. Christopher House, England.
 - VAN WESTEN, C. J. (1994), “Application of geographic information systems to deterministic landslides hazard zonation”. *Boletín de Vías Universidad Nacional, Manizales*.
 - VERDUGO, R. y DE LA HOZ (2006), “Caracterización geomecánica de suelos granulares gruesos”, *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Chile.
 - WARTMAN J, BRAY JD, SEED, R. (2003), “Inclined plan studies of the Newmark sliding block procedure”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASECE.
 - ZUTA, J. (2009), “Review of Seismic Records for using in Remediation Analysis”, *AUSENCO – VECTOR*, Lima – Peru.

Anexos

Anexo A – Investigaciones de campo



Sondaje: P-1 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
Cota del Terreno: 41.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Grava arenosa, arcillosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad media. Restos de desmonte y basura (pedazos de concreto y pepes).
2.0			Relleno. Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo.
3.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0			Arena fina, gravosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (SP)
5.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: P-1 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 41.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
14.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
15.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
16.0			
17.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
18.0			
19.0			Arena fina, gravosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras sub redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (SP)
20.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 7 pulg de tamaño máximo. (GP)
21.0			Arena fina, mal graduada, densa, húmeda, marrón. (SP)

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: P-1 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 41.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
23.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
24.0			
25.0			
26.0			
27.0			
28.0			
29.0			
30.0			
31.0			
32.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: P-2 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
Cota del Terreno: 7.50 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
Cota del Agua Subterránea: - 3.30 m Fecha: AGOSTO 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Relleno. Grava arenosa, ligeramente arcillosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja.
1.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo.
2.0			
3.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda a saturada, plomo; con piedras y bolones redondeados de 7 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0			
5.0			
6.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, saturada, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
7.0			
8.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, saturada, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: P-3 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
Cota del Terreno: 5.90 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
Cota del Agua Subterránea: - 3.30 m Fecha: AGOSTO 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Relleno. Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo.
1.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda a saturada, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
2.0			
3.0			
4.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, saturada, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0			
7.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, saturada, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: CH-1 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.30 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: AGOSTO 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0	□		Relleno. Limo arcilloso, ligeramente arenoso, de plasticidad baja, medianamente compacto, ligeramente húmedo, marrón. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y concreto, plásticos). Raíces.
			Arena fina, mal graduada, medianamente densa, húmeda, plomo. Raíces delgadas. (SP)
			Arcilla limosa, ligeramente arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, húmeda, marrón plumizo. Raíces delgadas. (CL)
2.0	□		Arena fina, mal graduada, medianamente densa, húmeda, plomo. Raíces delgadas. (SP)
3.0			Arcilla limosa, ligeramente arenosa, de plasticidad media, medianamente compacta, húmeda, marrón plumizo (CL)
4.0	□		Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón amarillento; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0	□		
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- ▨ Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: CH-2 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 59.90 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: AGOSTO 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Losa de concreto.
			Relleno. Arcilla limosa, arenosa, ligeramente gravosa, de plasticidad baja, compacta, ligeramente húmeda, marrón. Restos de desmante y basura (pedazos de concreto y ladrillos, plásticos). Raíces delgadas.
1.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, plomo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
			Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad media, medianamente compacta, húmeda, marrón. (CL)
2.0			Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón plumizo. Finos no plásticos. (SM)
			Limo arenoso, de plasticidad baja, medianamente compacto, húmedo, marrón amarillento. (ML)
			Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad media, compacta, húmeda, marrón. (CL)
3.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, marrón; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0			Grava arenosa, ligeramente limosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón amarillento. Finos no plásticos. (GP-GM)
5.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones sub redondeados de 7 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: CH-3 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 6.60 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: - 3.10 m

Fecha: AGOSTO 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y plásticos).
2.0			Relleno. Grava ligeramente arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. Restos de basura (tubos de pvc rotos y plásticos).
3.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, saturada, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
3.5			Arena fina, mal graduada, medianamente densa, saturada, plomo. Conchuelas. (SP)
4.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, saturada, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Sondaje: CH-4 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 7.40 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: - 3.30 m

Fecha: AGOSTO 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y concreto, plásticos).
2.0			Relleno. Grava ligeramente arenosa, mal graduada, muy suelta a suelta, ligeramente húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo.
3.0			Grava arenosa mal graduada, cementada, muy densa, húmeda, plomo; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda a saturada, plomo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 66.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Arena fina, ligeramente arcillosa, ligeramente gravosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón oscuro; con gravas redondeadas de 2 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y concreto, plásticos). Raíces delgadas.
1.0			Relleno. Limo arenoso, ligeramente gravoso, no plásticos, medianamente compacto, ligeramente húmedo, marrón. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y concreto, plásticos).
1.0			Relleno. Arena fina a media, arcillosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón. Finos de plasticidad baja. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y plásticos).
2.0			
3.0			
4.0			Relleno. Grava arenosa, ligeramente limosa, mal graduada, suelta, seca, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos y concreto, plásticos).
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-2 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 50.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			
2.0			
3.0			
4.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-2 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 50.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			
14.0			
15.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
16.0			
17.0			
18.0			
19.0			
20.0			
21.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-3 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 46.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo.
2.0			
3.0			
4.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			Limo arcilloso, gravoso, de plasticidad media, compacto, seco, marrón amarillento; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo. (ML)
6.0			
7.0			
8.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
9.0			
10.0			
			Grava ligeramente arenosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-3 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 46.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)
14.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)
15.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)
16.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)
17.0			Grava arenosa, ligeramente arcillosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. (GP-GC)
18.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)
19.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)
20.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)
21.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-4 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón plomizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
2.0			Arena fina, mal graduada, densa, húmeda, plomo. (SP)
3.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, marrón; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0			
5.0			
6.0			
7.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, plomo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-4 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, plomo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			
14.0			
15.0			
16.0			
17.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 15 pulg de tamaño máximo. (GP)
18.0			
19.0			
20.0			
21.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: TH-4 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
23.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 15 pulg de tamaño máximo. (GP)
24.0			
25.0			
26.0			
27.0			
28.0			
29.0			
30.0			
31.0			
32.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CB-1 Tipo: Calicata Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 60.47 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Febrero 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Carpeta asfáltica.
			Losa de concreto.
1.0			Relleno. Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte (pedazos de concreto).
2.0			
3.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 9 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0	□		
5.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			
7.0			
8.0	□		
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- ▨ Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CB-2 Tipo: Calicata Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 59.80 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Febrero 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Arcilla limosa, gravosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, seca, marrón; con gravas redondeadas de 3 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos y concreto).
2.0			
3.0			
4.0			
5.0			Relleno. Grava ligeramente arenosa, mal graduada, suelta, seca, plomo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo.
6.0			
7.0		● ● ● ●	Grava arenosa, ligeramente limosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. (GP-GM)
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CB-3 Tipo: Calicata Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 50.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Febrero 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Grava arenosa, limosa, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. Restos de desmonte (ladrillos y pedazos de concreto).
2.0			
3.0			Relleno. Grava arenosa, limosa, suelta, seca, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 9 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. Restos de desmonte (ladrillos, pedazos de concreto, alambres, etc).
4.0			
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CB-4 Tipo: Calicata Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 44.50 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: — Fecha: Febrero 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			<p>Relleno. Grava arenosa, limosa, suelta a medianamente densa, seca, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 9 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. Restos de desmonte y basura (pedazos de ladrillos, concreto, plásticos, etc)</p>
2.0	□		
3.0			<p>Grava arenosa, ligeramente limosa, mal graduada, medianamente densa a densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. (GP-GM)</p>
4.0		●	
5.0		●	
6.0	□	●	
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- ▨ Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: C-1 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
0.0 - 1.0	█		Arcilla limosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón. Raíces. (CL-ML)
1.0 - 1.5	█		Arcilla limosa, de plasticidad baja, compacta, ligeramente húmeda, marrón. (CL)
1.5 - 2.0	█		Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón claro. (CL-ML)
2.0 - 2.5	█		Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón. (CL-ML)
2.5 - 3.0	█		Arena fina, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón. (SP)
3.0 - 3.5	█		Arcilla limosa, de plasticidad baja, compacta, ligeramente húmeda, marrón. (CL)
3.5 - 4.0	█		Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, compacta, ligeramente húmeda, marrón claro. (CL-ML)
4.0 - 5.0	□		Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0 - 6.0	□		
6.0 - 7.0	□		
7.0 - 8.0	□		Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeadas de 14 de tamaño máximo. (GP)
8.0 - 9.0	□		
9.0 - 9.5	□		
9.5 - 10.0	□		Grava arenosa, arcillosa, limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. (GC-GM)
10.0 - 10.5	□		Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)

- Muestra Alterada
- █ Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: C-1 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción	
12.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo.	(GP)
13.0				
14.0			Arcilla limosa, de plasticidad media, compacta, ligeramente húmeda, marrón.	(CL)
15.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 15 pulg de tamaño máximo.	(GP)
16.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo.	(GP)
17.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo.	(GP)
			Arcilla limosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón claro.	(CL-ML)
18.0			Limo arcilloso, de plasticidad baja, arenoso compacto, ligeramente húmedo, marrón claro.	(ML)
			Arcilla limosa, de plasticidad media, muy compacta, ligeramente húmeda, marrón.	(CL)
19.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 15 pulg de tamaño máximo.	(GP)
20.0				
21.0				

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: C-2 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 40.50 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Arcilla limosa, arenosa, gravosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, seca, marrón; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte (ladrillos, bloques de concreto).
2.0			Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
3.0			
4.0			
5.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 11 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			
7.0			
8.0			Grava mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón. (GP)
9.0			Grava arenosa, mal graduada, cementada, muy densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones sub redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
9.0			Grava arenosa, arcillosa, limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. (GC-GM)
10.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: C-2

Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 40.50 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			
13.0			
14.0			
15.0	□		
16.0			
17.0			
18.0			
19.0			
20.0	□		
21.0			

Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)

Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- ▨ Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón. Restos de desmonte (pedazos de concreto).
2.0			Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón claro. (CL-ML)
3.0			
4.0			
5.0			
6.0			
7.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 9 pulg de tamaño máximo. (GP)
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 9 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			
14.0			Arcilla limosa, de plasticidad media, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón claro. (CL)
15.0			
16.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones sub redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
17.0			Arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón claro. (CL-ML)
18.0			
19.0			
20.0			Grava arenosa, mal graduada, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)
21.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
23.0			<p>Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)</p>
24.0			
25.0			
26.0			
27.0			
28.0			<p>Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño (GP)</p>
29.0			
30.0			
31.0			
32.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
34.0		●	<p>Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)</p>
35.0		●	
36.0		●	
37.0		●	
38.0		●	
39.0		●	
40.0		●	
41.0		●	
42.0		●	
43.0		●	

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
45.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
46.0			
47.0			
48.0			
49.0			
50.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 22 pulg de tamaño máximo. (GP)
51.0			
52.0			
53.0			
54.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-1 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 71.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
56.0		●	<p>Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 22 pulg de tamaño máximo. (GP)</p>
57.0		●	
58.0		●	
59.0		●	
60.0		●	
61.0			
62.0			
63.0			
64.0			
65.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: T-2 Tipo: Talud

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: 60.00 m

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
1.0			Arcilla limosa, de plasticidad media, medianamente compacta, ligeramente húmeda, marrón. (CL)
			Arena fina, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón. (SP)
2.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 24 pulg de tamaño máximo. (GP)
3.0			
4.0			
5.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			
			Arcilla limosa, de plasticidad media, compacta, ligeramente húmeda, marrón. (CL)
7.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
8.0			
9.0			
10.0			
11.5			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CC-1 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: —

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Diciembre 1997

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Relleno. Limo arcilloso, arenoso, gravoso, de plasticidad baja, medianamente compacto, ligeramente húmedo, marrón. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos, trozos de concreto y de yeso). Raíces.
1.0			Relleno. Limo arcilloso, ligeramente arenoso, gravoso, de plasticidad baja, compacto, ligeramente húmedo, marrón. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos y trozos de concreto).
2.0			
3.0			
4.0			
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CC-2 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: —

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Diciembre 1997

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Limo ligeramente arenoso, gravoso, no plástico, medianamente compacto, ligeramente húmedo, marrón amarillento. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos, trozos de concreto, vidrios). Raíces.
2.0			Relleno. Limo ligeramente arcilloso, gravoso, de plasticidad baja, medianamente compacto a compacto, ligeramente húmedo, marrón. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos, trozos de concreto y de yeso). Raíces.
3.0			
4.0			
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CA-1 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: ---

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Diciembre 1997

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
			Relleno. Arena fina, limosa, ligeramente gravosa, medianamente densa, seca, marrón claro. Finos no plásticos.
- 1.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón claro; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
- 2.0			
- 3.0			
- 4.0			
- 5.0			
- 6.0			
- 7.0			
- 8.0			
- 9.0			
- 10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CA-3 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: —

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Diciembre 1997

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno de desmonte y basura con arena fina a media, limosa, ligeramente gravosa, medianamente densa, seca, marrón. Finos no plásticos. Pedazos de ladrillos, fragmentos de concreto. Vidrios, bolsas, etc).
2.0			Limo arenoso, no plástico, medianamente compacto, húmedo, marrón amarillento. Raíces. (ML)
3.0			Arena fina a media, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón claro. (SP)
			Limo arenoso, no plástico, medianamente compacto, húmedo, marrón amarillento. Raíces. (ML)
			Limo arenoso, no plástico, compacto, húmedo, marrón. (ML)
4.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:



Calicata: CA-7 Tipo: Calicata

Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

Cota del Terreno: —

Registrado: J.E.Z.

Revisado: M.M.M.

Cota del Agua Subterránea: —

Fecha: Diciembre 1997

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno de desmonte y basura con arena fina a media, limosa, ligeramente gravosa, medianamente densa, seca, marrón. Finos no plásticos. Pedazos de ladrillos, fragmentos de concreto. Vidrios, bolsas, etc).
2.0			Limo arenoso, no plástico, medianamente compacto, húmedo, marrón amarillento. Raíces. (ML)
			Arena fina a media, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón claro. (SP)
3.0			Limo arenoso, no plástico, medianamente compacto, húmedo, marrón amarillento. Raíces. (ML)
			Limo arenoso, no plástico, compacto, húmedo, marrón. (ML)
4.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
5.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

Anexo B – Ensayos de laboratorio

HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			Humedad	Clasificación Unificada SUCS	
Sondaje	Profundidad (m)	% QUE PASA LA MALLA Nº														L.L	L.P	L.P			
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº20	Nº40	Nº100	Nº200	%	%	%	%	
P-1	1,00 - 1,80	100	57	43	30	17	9	6	6	6	5	3	2	0	0	--	--	--	0,85	GP	
P-1	3,20 - 3,40		100	53	19	12	12	12	12	12	10	6	2	1		--	--	--	1,17	GP	
P-1	6,00 - 6,20		100	30	24	21	20	20	20	19	15	8	2	1		--	--	--	1,23	GP	
P-1	7,20 - 7,80		100	71	49	19	12	9	9	9	8	5	2	1		--	--	--	1,53	GP	
P-1	10,70 - 11,20		100	100	81	59	19	13	13	13	13	10	6	2	1	--	--	--	1,25	GP	
P-1	12,80 - 13,60		100	33	33	33	21	14	12	12	12	9	5	1	0	--	--	--	1,32	GP	
P-1	14,20 - 15,00		100	46	32	24	17	15	14	14	14	11	8	3	1	--	--	--	3,20	GP	
P-1	17,00 - 18,00			100	67	33	22	19	18	18	18	14	8	2	0	--	--	--	1,37	GP	
P-1	20,00 - 21,00				100	35	24	17	14	14	14	13	9	3	1	--	--	--	1,31	GP	
P-1	22,00 - 23,00				100	50	37	29	27	27	27	26	26	20	8	3	--	--	--	1,58	GP
P-1	23,80 - 25,00				100	52	38	29	26	26	25	25	24	21	9	4	--	--	--	1,70	GP
P-1	26,80 - 27,50					100	60	27	12	11	11	11	9	3	1	--	--	--	1,13	GP	
P-1	28,50 - 29,50				100	73	46	20	18	18	18	18	16	14	7	3	--	--	--	1,56	GP
P-1	29,50 - 30,00				100	61	36	30	19	19	19	19	18	16	7	3	--	--	--	1,60	GP
P-2	2,60 - 3,10			100	72	72	16	14	14	14	14	13	9	4	1	1	--	--	--	1,23	GP
P-2	4,50 - 5,00				100	91	39	23	17	17	17	16	11	6	1	1	--	--	--	0,75	GP
P-2	7,80 - 8,30				100	77	38	19	12	12	12	11	9	5	1	0	--	--	--	2,02	GP
P-2	9,40 - 10,00		100	34	34	34	19	9	7	7	7	7	6	3	1	0	--	--	--	1,65	GP
P-3	0,80 - 1,20			100	34	34	31	26	7	0	0	0	0	0	0	0	--	--	--	--	GP
P-3	2,20 - 2,70				100	38	18	5	0	0	0	0	0	0	0	0	--	--	--	--	GP
P-3	3,50 - 4,50		100	92	60	12	6	6	0	0	0	0	0	0	0	0	--	--	--	--	GP
P-3	5,00 - 5,70		100	65	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	--	--	--	--	GP
P-3	7,50 - 8,50				100	81	45	17	6	2	0	0	0	0	0	0	--	--	--	--	GP
P-3	9,30 - 10,00		100	78	78	32	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	--	--	--	--	GP

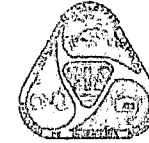
HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			Humedad %	Clasificación Unificada SUCS			
Sondaje	Profundidad (m)	% QUE PASA LA MALLA Nº														L.L	L.P	I.P					
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº4	Nº10	Nº20	Nº40	Nº100	Nº200	%	%	%				
CH - 1	2.30 - 2.50												100	95	57	36	--	N.P	N.P	10.59	SM		
CH - 1	3.30 - 3.50												100	99	99	99	97	95	42	21	21	28.99	CL
CH - 1	5.80 - 6.00		100	97	94	82	69	62	55	53	49	45	43	33	13	7	--	N.P	N.P	6.09	GP - GM		
CH - 2	1.30 - 1.50														100	95	89	42	23	19	20.72	CL	
CH - 2	1.70 - 1.90														100	87	36	18	--	NP	NP	5.54	SM
CH - 2	2.30 - 2.50														100	99	89	74	38	22	16	18.80	CL
CH - 2	5.80 - 6.00			100	87	72	53	46	36	32	27	24	22	17	5	3	--	--	--	6.17	GP		
CH - 3	3.30 - 3.50						100	99	98	94	94	89	86	76	21	7	--	N.P	N.P	17.46	SP - SM		
CH - 4	0.50 - 0.70	100	94	94	84	67	56	49	41	37	32	29	27	22	8	4	--	--	--	9.36	GP		
CH - 4	2.30 - 2.50		100	84	45	26	11	7	6	4	3	2	2	1	1	0	--	--	--	4.58	GP		
TH - 1	1.50 - 1.70					100	99	98	97	96	95	95	93	89	67	50	23	16	8	7.32	SC		



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS DE AGUA Y TIERRA
LABORATORIO DE AGUA, SUELO Y MEDIO AMBIENTE



Av. La Molina s/n. Telefax: 3495647 / 3495669 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe N° 006223

ANALISIS DE SUELO SALES

CUADRO N° M2980-3

SOLICITANTE : M y M CONSULTORES S.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
PROCEDENCIA : Miraflores
FECHA : La Molina, 05 de Agosto del 2003

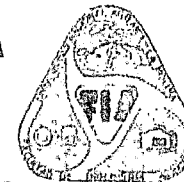
N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	SO ₄ (ppm)
8223	P - 1 Prof. 28.50 - 29.50 m. MAB	790.00	81.60

| 0 |



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS DE AGUA Y TIERRA
LABORATORIO DE ANÁLISIS DE AGUA, SUELO Y MEDIO AMBIENTE

Av. La Universidad s/n Telefax: 349-5647 Y 349-5669 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe



Nº 000247

ANÁLISIS DE AGUA SALES

CUADRO N° M2980-4

SOLICITANTE : M y M CONSULTORES S.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
PROCEDENCIA : Miraflores - Lima
FECHA : La Molina, 20 de Agosto del 2008

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	SO ₄ (ppm)
0247	CH-3 (AGUA) MAB	1.330.00	368.32

Anexo C – Ensayos de campo



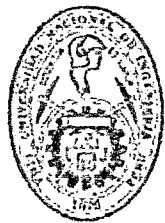
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Resultados de los Ensayos



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

**Ensayo Corte Directo In Situ:
CD 1 Al pie del Talud**



Ensayo de Corte Directo In Situ

Proyecto: Hotel Larcomar

Ubicación: Miraflores, Lima

Especimen: E - 3

Esfuerzo Normal: 1.11 Kg/cm²

Profundidad: 1.00 m

Fecha: 18 de noviembre del 2009

Al Pie del Talud

Carga (Kg)	Lect. de extensom. (mm)				Desplazam. (mm)
	D-1	D-2	D-3	D-4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
500	2.30	3.41	0.54	0.66	0.60
750	2.30	3.42	0.62	0.78	0.70
1000	2.30	3.45	1.11	0.89	1.00
1500	2.42	0.35	1.64	1.56	1.60
2000	2.66	3.80	1.97	2.22	2.10
2500	2.94	4.13	3.05	3.30	3.10
2750	3.02	4.23	3.55	3.86	3.70
3000	3.22	4.50	4.63	5.00	4.81
3250	3.41	4.62	5.86	6.17	6.01
3500	3.64	5.01	7.46	7.52	7.49
3500	3.98	5.35	9.32	9.52	9.42
3500	4.01	5.45	10.29	10.17	10.23



Ensayo de Corte Directo In Situ Al Pie del Talud

Proyecto: Hotel Larcomar

Ubicación: Miraflores, Lima

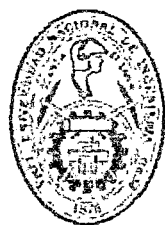
Especimen: E - 1

Esfuerzo Normal: 2.08 Kg/cm²

Profundidad: 1.00 m

Fecha: 9 de noviembre del 2009

Carga (Kg)	Lect. de extensom. (mm)				Desplazam. (mmm)
	D-1	D-2	D-3	D-4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
250	0.01	0.06	0.17	0.03	0.10
500	0.09	0.08	0.28	0.12	0.20
1000	0.12	0.14	1.15	0.30	0.72
1250	0.12	0.16	1.37	0.46	0.91
1500	0.15	0.20	1.72	0.93	1.32
1750	0.19	0.24	2.01	1.26	1.63
2000	0.24	0.28	2.08	1.34	1.71
2500	0.28	0.33	2.62	1.98	2.30
3500	0.30	0.36	3.44	2.88	3.11
3750	0.33	0.41	3.96	3.64	3.80
4000	0.38	0.45	4.62	4.44	4.53
4500	0.45	0.51	5.83	5.67	5.75
5000	0.49	0.65	6.85	6.49	6.67
5500	0.61	0.72	9.27	9.14	9.02
5500	0.66	0.88	9.90	10.96	10.43



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Ensayo de Corte Directo In Situ Al Pie del Talud

Proyecto: Hotel Larcomar

Ubicación: Miraflores, Lima

Espécimen: E -2

Esfuerzo Normal: 3.05 Kg/cm²

Profundidad: 1.00 m

Fecha: 12 de noviembre del 2009

Carga (Kg)	Lect. de extensom. (mm)				Desplazam. (mm)
	D-1	D-2	D-3	D-4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
250	3.77	4.45	0.17	0.15	0.16
500	3.89	4.89	0.28	0.28	0.28
1000	3.85	4.92	0.30	0.31	0.30
1500	3.94	5.03	0.56	0.59	0.57
2000	4.15	5.27	0.94	1.12	1.01
2500	4.29	5.37	1.29	1.55	1.42
3000	4.43	5.61	1.71	2.08	1.89
3500	4.49	5.83	2.13	2.58	2.35
4000	4.73	6.02	2.52	3.09	2.80
4500	4.99	6.32	3.21	4.00	3.60
5000	5.20	6.53	3.96	4.68	4.32
5500	5.58	7.16	5.41	6.23	5.80
6000	6.88	8.30	7.10	7.90	7.50
6500	7.41	8.99	10.50	11.16	10.83
7000	8.53	9.92	14.78	14.99	14.88
7500	8.53	10.73	19.20	19.50	19.35
8000	8.53	11.06	22.20	22.20	22.20
8000	8.53	12.00	22.93	23.80	23.36

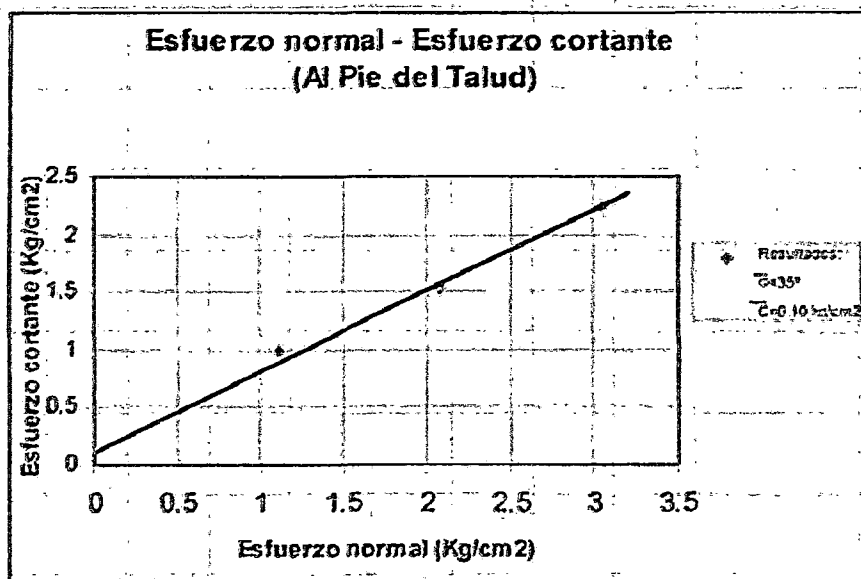
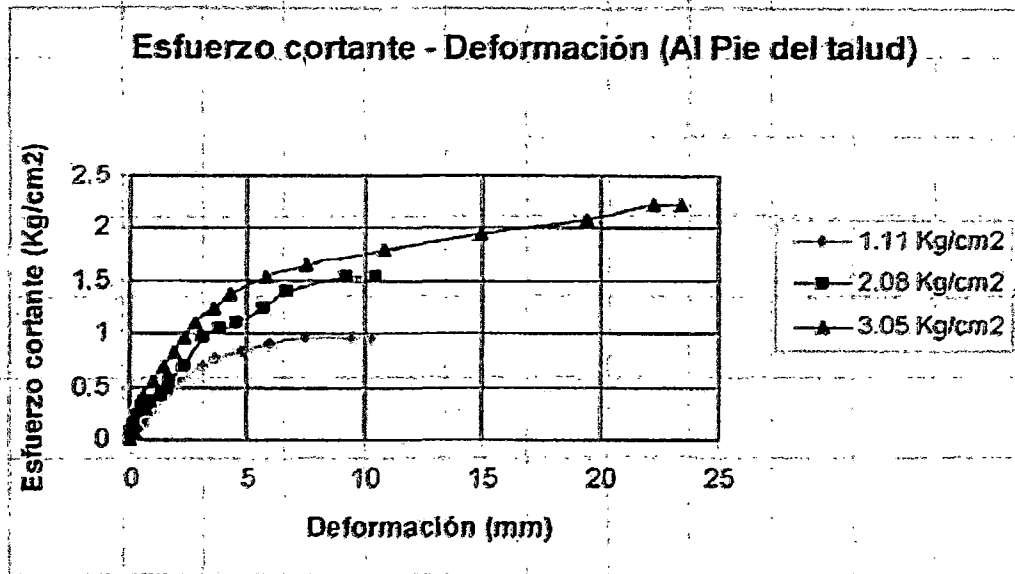


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

**Ensayo Corte Directo In Situ:
CD 2 Sobre el Talud**

Ensayo de Corte Directo In Situ Sobre el Talud

Proyecto: Hotel Larcomar

Ubicación: Miraflores, Lima

Espécimen: E - 3

Esfuerzo Normal: 1.11 Kg/cm²

Profundidad: 1.80 m

Fecha: 27 de noviembre del 2009

Carga (Kg)	Lect. de extensom. (mm)				Desplazam. (mm)
	D-1	D-2	D-3	D-4	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
250	2.21	1.93	0.42	0.60	0.51
500	2.21	1.93	0.97	1.01	0.99
750	2.21	1.93	1.13	1.51	1.32
1000	2.21	1.93	1.53	1.88	1.70
1500	2.21	1.93	2.03	2.36	2.19
2000	2.21	1.93	2.58	2.85	2.71
2500	2.21	1.93	2.98	3.62	3.30
3000	0.234	1.20	3.60	4.31	3.95
3500	0.234	1.20	4.50	5.09	4.79
3750	0.234	1.20	4.96	5.59	5.27



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Ensayo de Corte Directo In Situ Sobre el Talud

Proyecto: Hotel Larcomar

Ubicación: Miraflores, Lima

Espécimen: E - 2

Esfuerzo Normal: 2.00 Kg/cm²

Profundidad: 1.80 m

Fecha: 26 de noviembre del 2009

Carga (Kg)	Desplazam. (mm)		
	D-3	D-4	Desplaz (mm)
0	0.00	0.00	0.00
250	0.00	0.08	0.04
500	0.06	0.15	0.10
750	0.08	0.15	0.11
1000	0.11	0.24	0.17
1250	0.17	0.24	0.20
1500	0.21	0.34	0.27
1750	0.41	0.49	0.45
2000	0.62	0.59	0.60
2500	1.00	0.74	0.87
3000	1.56	1.04	1.30
3500	2.02	1.31	1.66
4000	2.56	1.69	2.12
4500	3.02	2.07	2.54
5000	3.64	2.74	3.19
5500	4.08	3.25	3.66
6000	4.66	3.93	4.29
6500	5.97	4.32	5.14

Ensayo de Corte Directo In Situ Al Pie del Talud

Proyecto: Hotel Larcomar

Ubicación: Miraflores, Lima

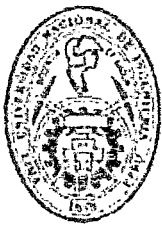
Especimen: E -1

Esfuerzo Normal: 3.05 Kg/cm²

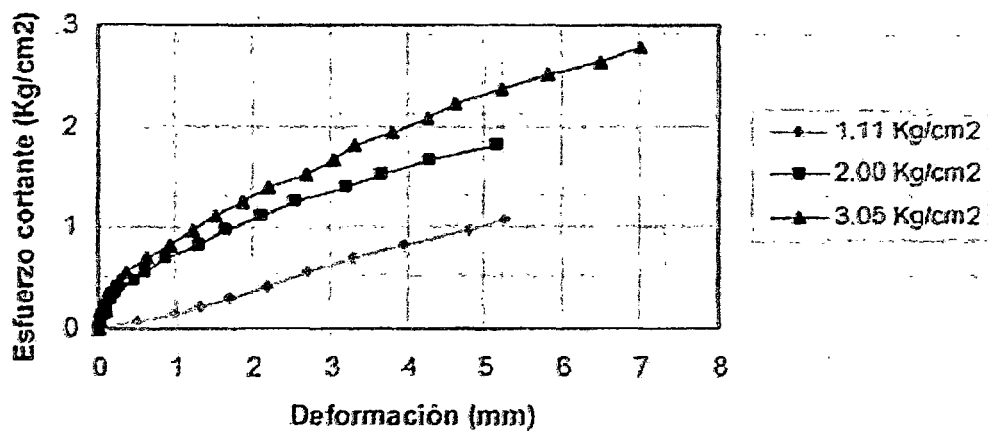
Profundidad: 1.80 m

Fecha: 24 de noviembre del 2009

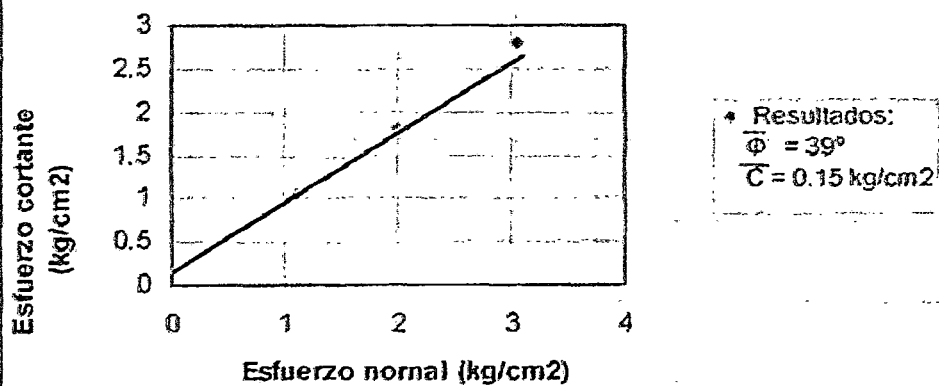
Carga (Kg)	Desplazam. (mm)		
	D-3	D-4	Desplaz (mm)
0	0.00	0.00	0.00
250	0.00	0.03	0.015
500	0.00	0.03	0.015
750	0.00	0.03	0.015
1000	0.09	0.08	0.085
1250	0.1	0.11	0.105
1500	0.19	0.18	0.185
1750	0.30	0.25	0.275
2000	0.38	0.35	0.365
2500	0.66	0.60	0.630
3000	0.92	0.90	0.910
3500	1.30	1.16	1.230
4000	1.60	1.46	1.530
4500	2.00	1.75	1.875
5000	2.30	2.11	2.205
5500	2.84	2.55	2.695
6000	3.19	2.91	3.050
6500	3.40	3.23	3.315
7000	4.04	3.59	3.815
7500	4.52	4.02	4.270
8000	4.93	4.30	4.615
8500	5.50	4.90	5.200
9000	6.15	5.48	5.815
9500	6.84	6.10	6.470
10000	7.40	6.58	6.990



Esfuerzo cortante - Deformación (Sobre el Talud)



Esfuerzo normal - Esfuerzo cortante (Sobre el Talud)





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Fotografías



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

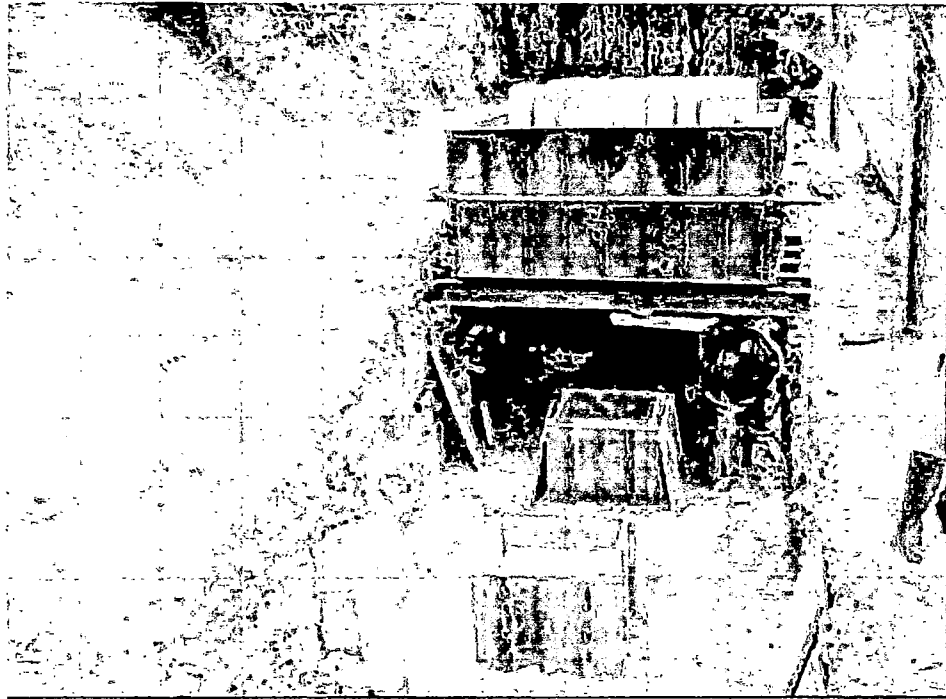


Foto 1. Se aprecia los tres especímenes en el pie del talud para ser ensayado con cargas de 1.11, 2.08 y 3.05 kg/cm².

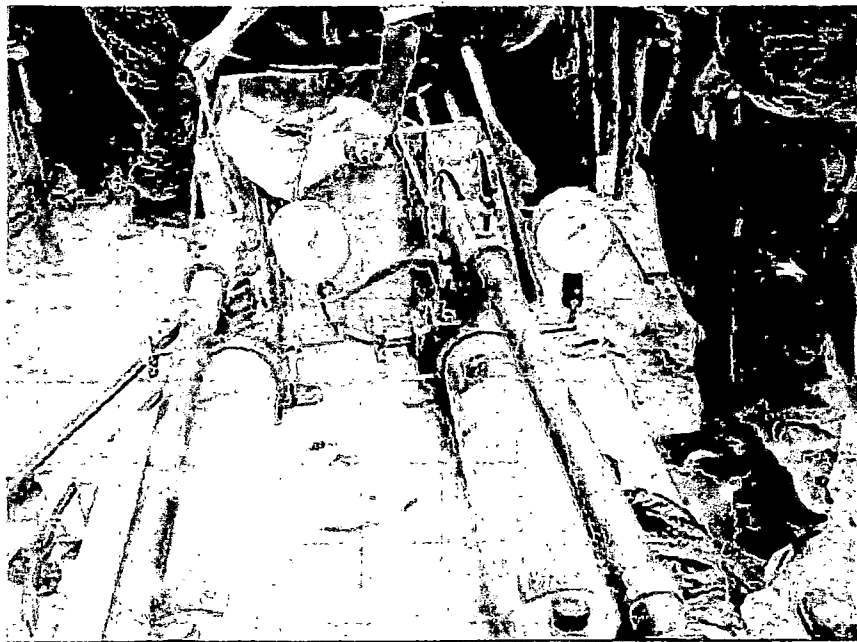


Foto 2. Las gatas hidráulicas con sus diales que indican las fuerzas aplicadas para la fuerza vertical y horizontal.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

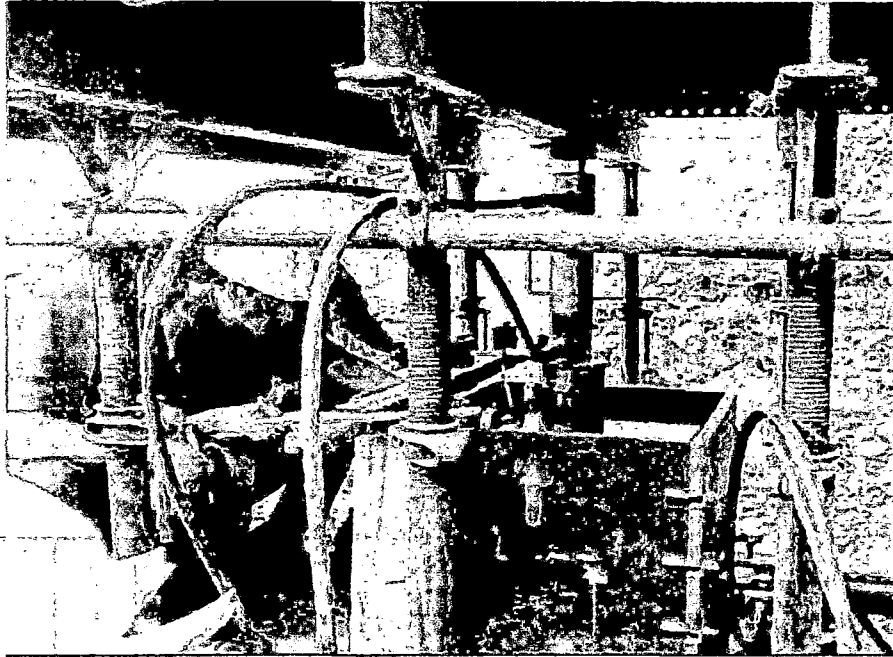


Foto 3. Corriendo el ensayo corte directo, los técnicos tomando lectura del desplazamiento vertical. Se aprecia a la gata hidráulica aplicando el esfuerzo normal y los diales de deformación vertical.

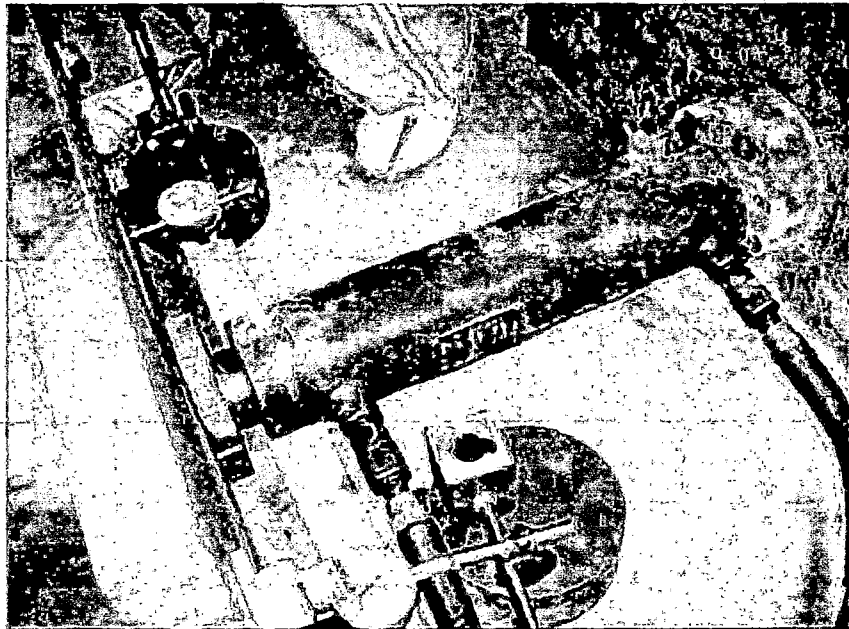


Foto 4. Los diales que miden la deformación horizontal y la gata que aplica la fuerza horizontal, la reacción es el muro.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

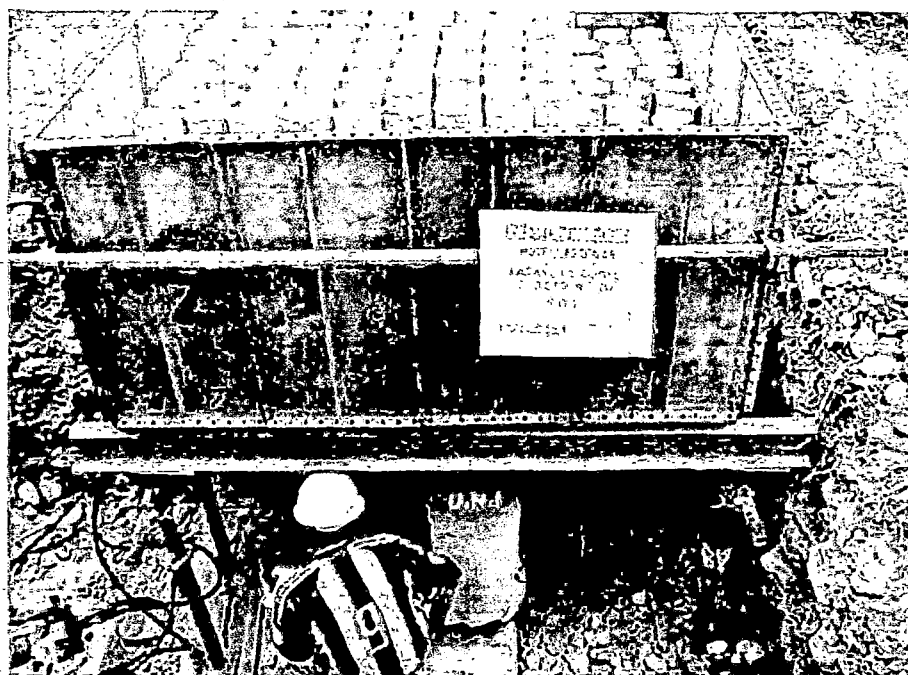


Foto 5. Ejecución del ensayo corte directo sobre el talud.

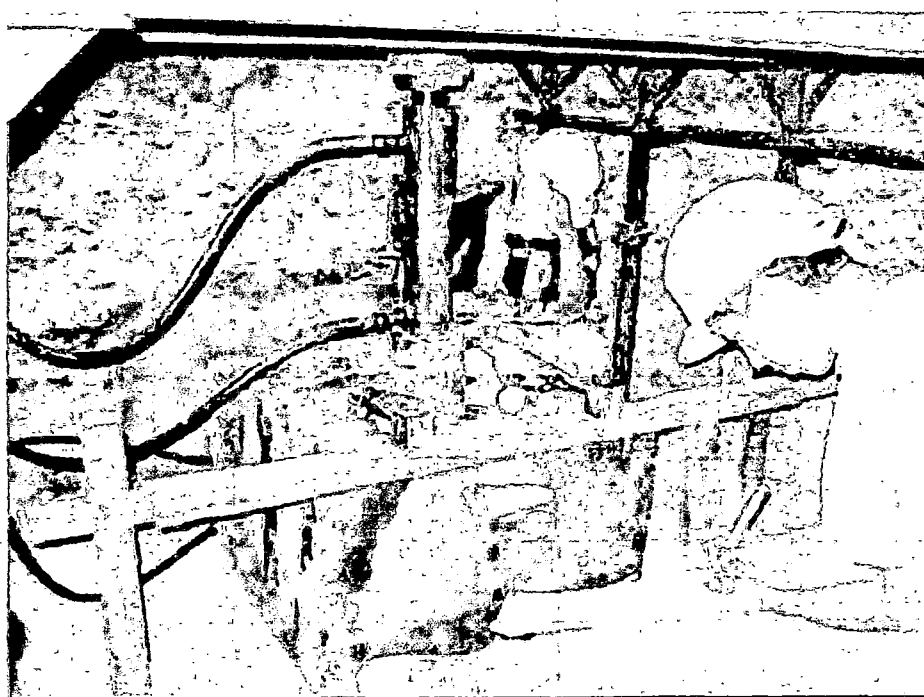
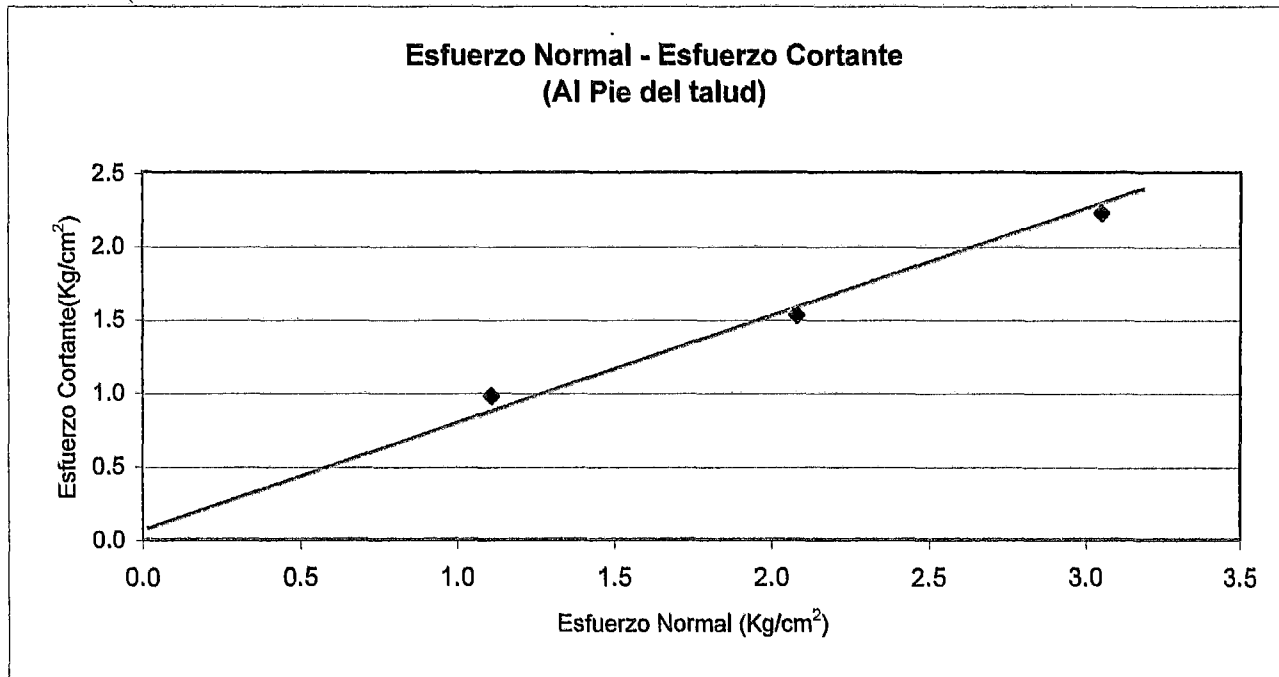


Foto 6. Corriendo el ensayo corte directo, los técnicos tomando la lectura vertical y horizontal. La gata hidráulica aplica la fuerza vertical. La muestra es un cubo de 60 cm x 60 cm x 35 cm que será cortado en la parte inferior, un plano de falla predefinido.

**REINTERPRETACIÓN DE LOS
PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORTANTE**

CORTE DIRECTO IN SITU-1 - AL PIE DEL TALUD

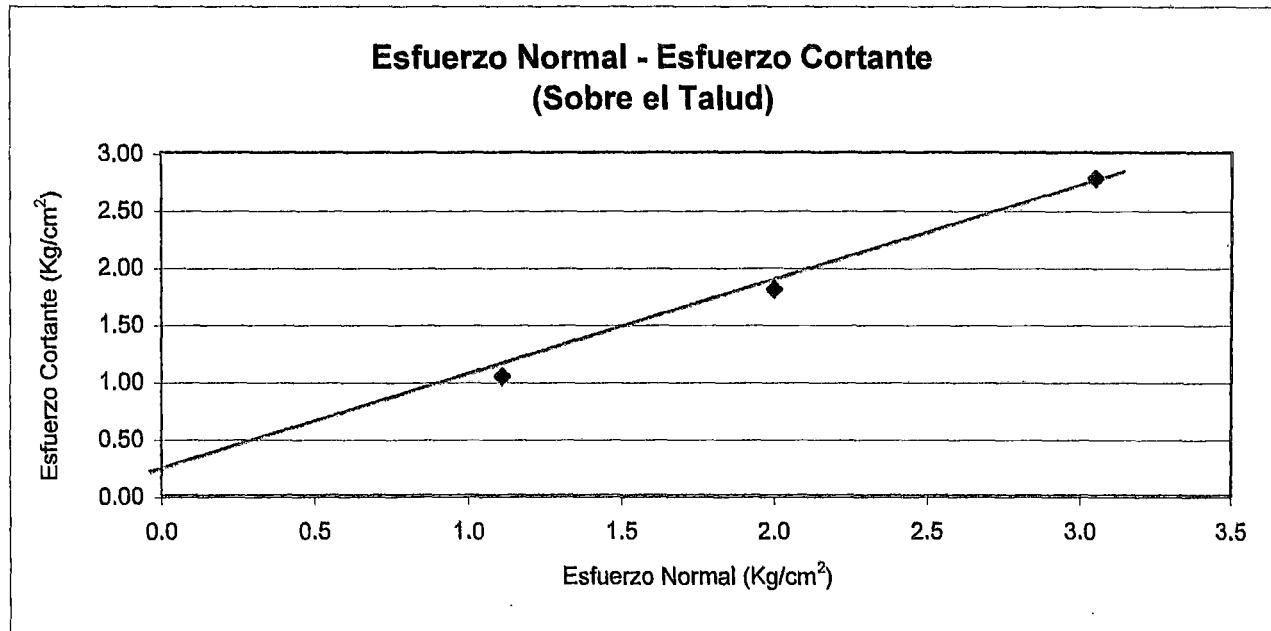
Esf. Normal (Kg/cm ²)	Esf. Tangencial (Kg/cm ²)
1.11	0.97
2.08	1.53
3.05	2.22



Parámetros de Resistencia
 $c = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$
 $\Phi = 35^\circ$

CORTE DIRECTO IN SITU-2 - AL PIE DEL TALUD

Esf. Normal (Kg/cm ²)	Esf. Tangencial (Kg/cm ²)
1.11	1.04
2.00	1.81
3.05	2.78



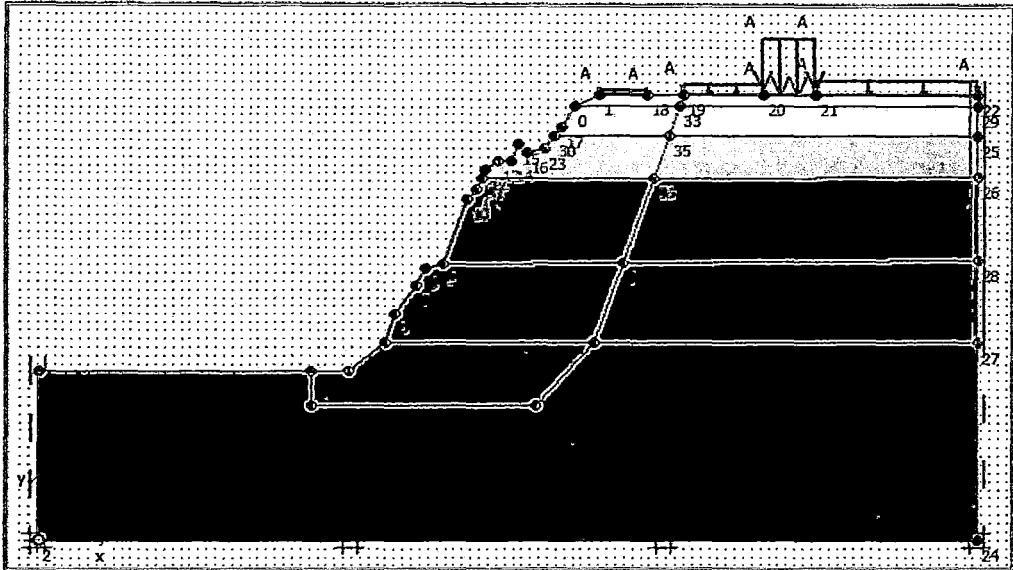
Parámetros de Resistencia
 $c = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$
 $\Phi = 40^\circ$

Anexo D – Análisis geotécnico

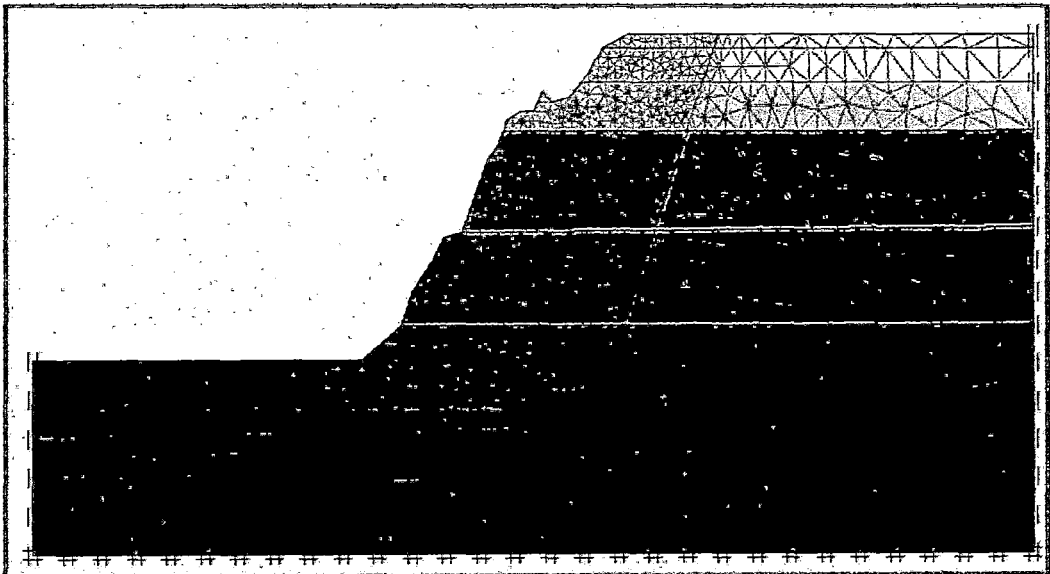
Anexo D.1, Análisis estático de esfuerzo deformación

Análisis Estático de Esfuerzo Deformación, Sección Geotécnica 1-1'

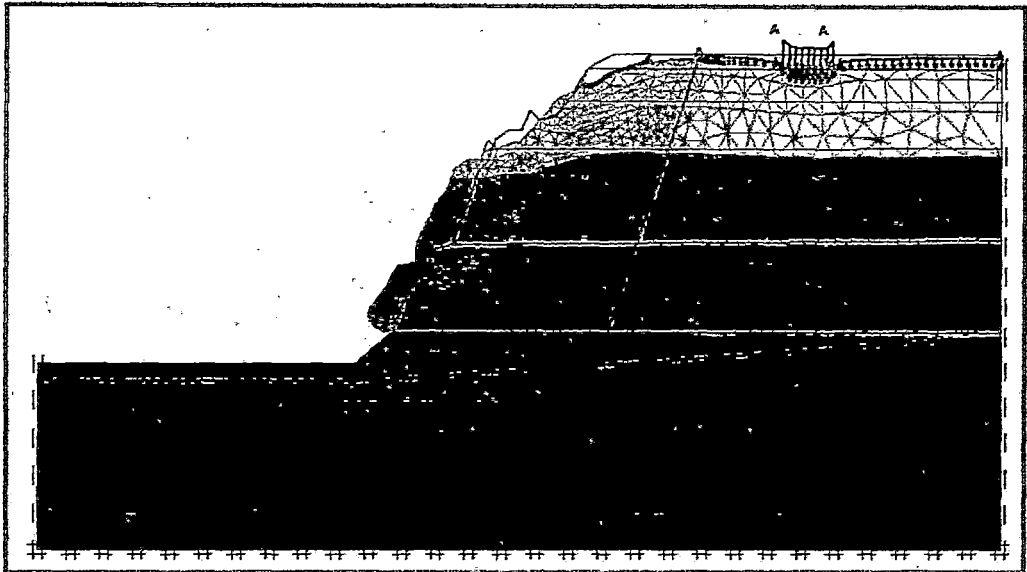
Sección geotécnica analizada



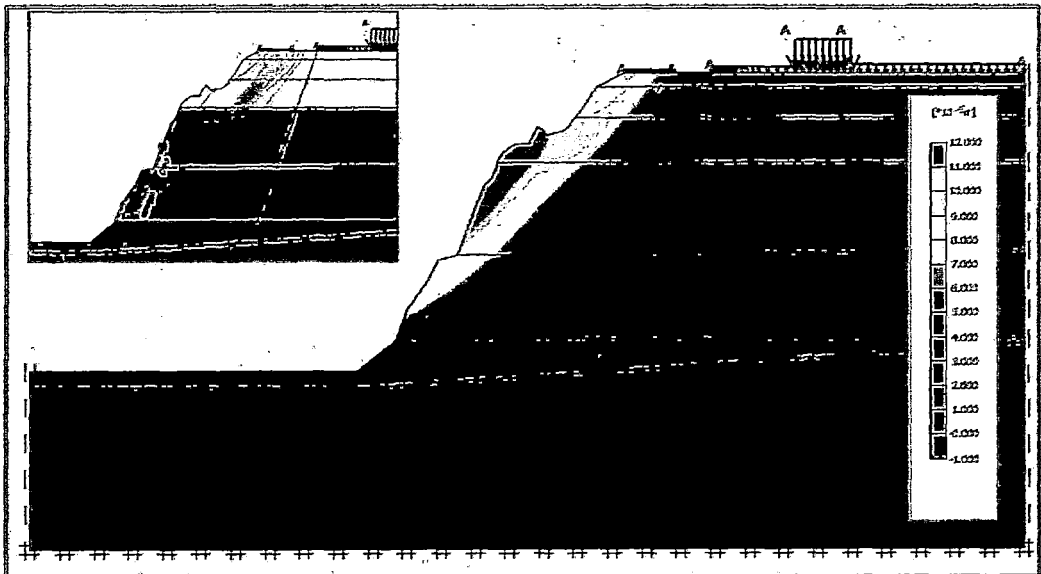
Discretización de la sección analizada



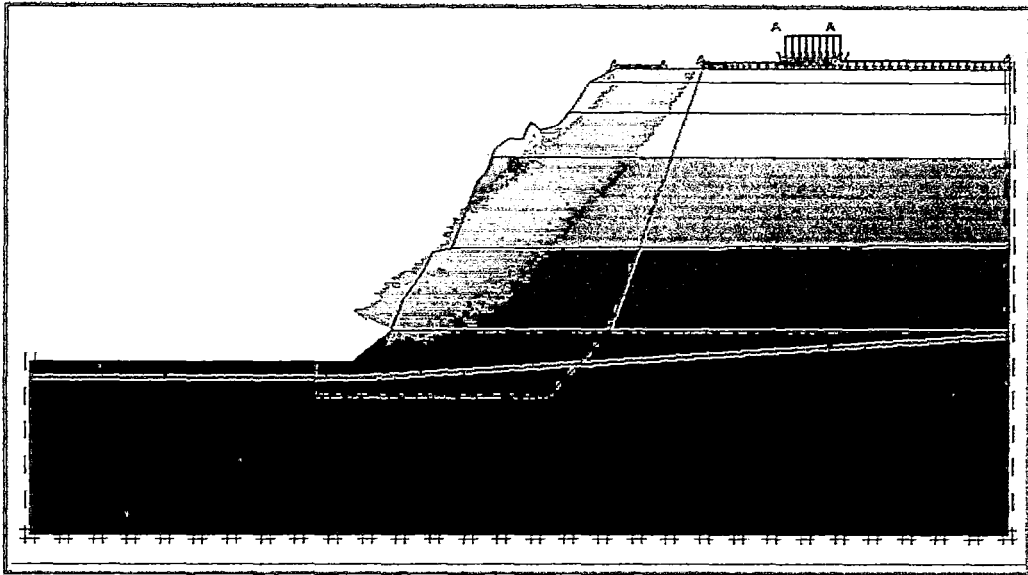
Deformación de la malla escalada en 1000 veces



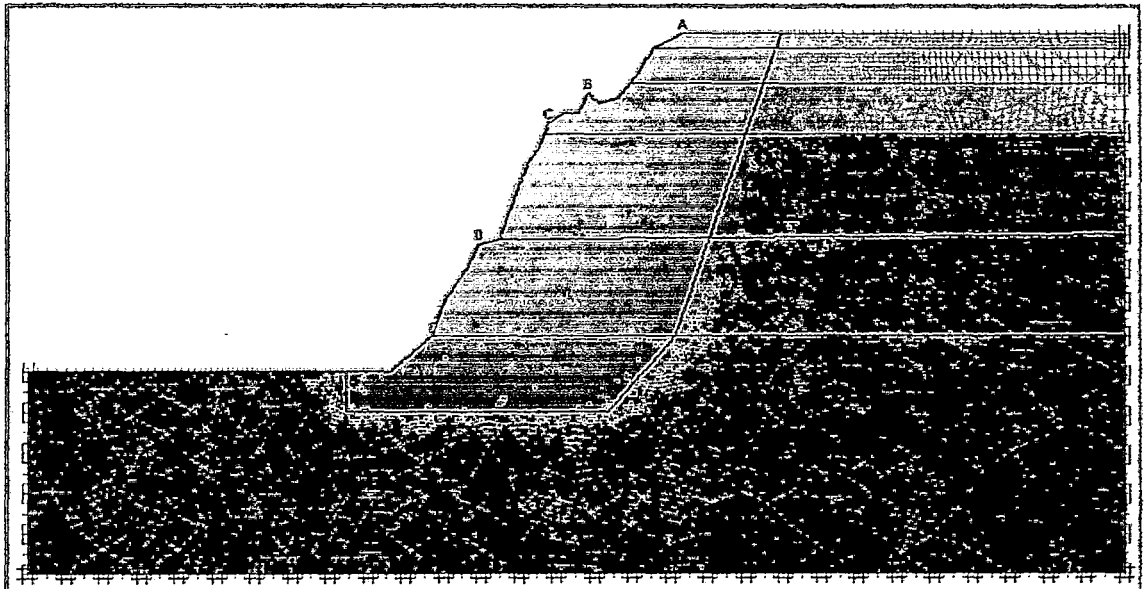
Desplazamientos obtenidos y Contornos de desplazamientos



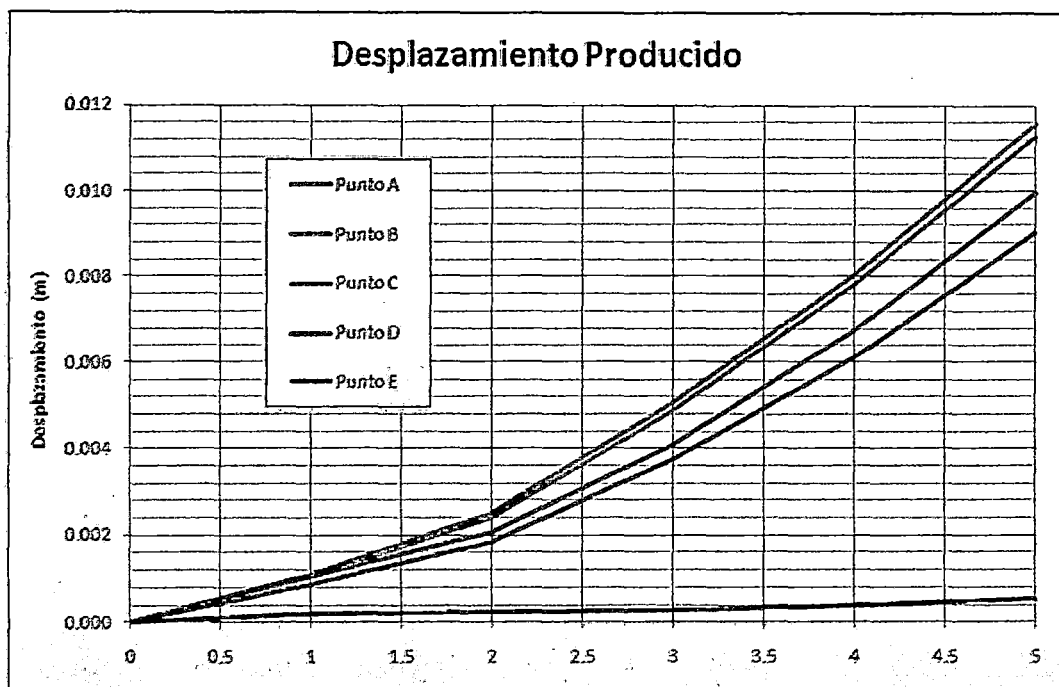
Incrementos de los esfuerzos



Ubicación de los puntos de control

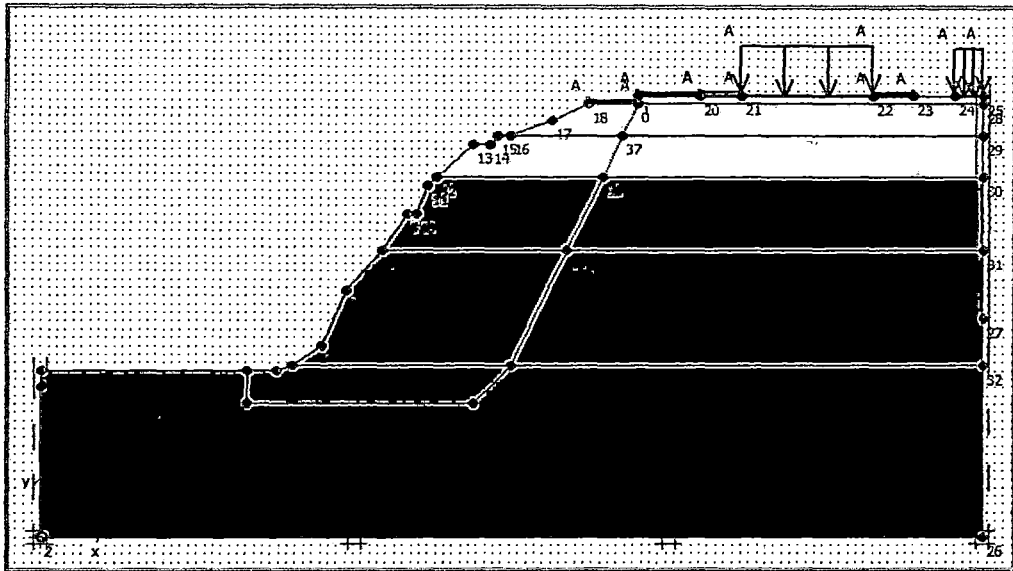


Desplazamientos máxima de los puntos de control

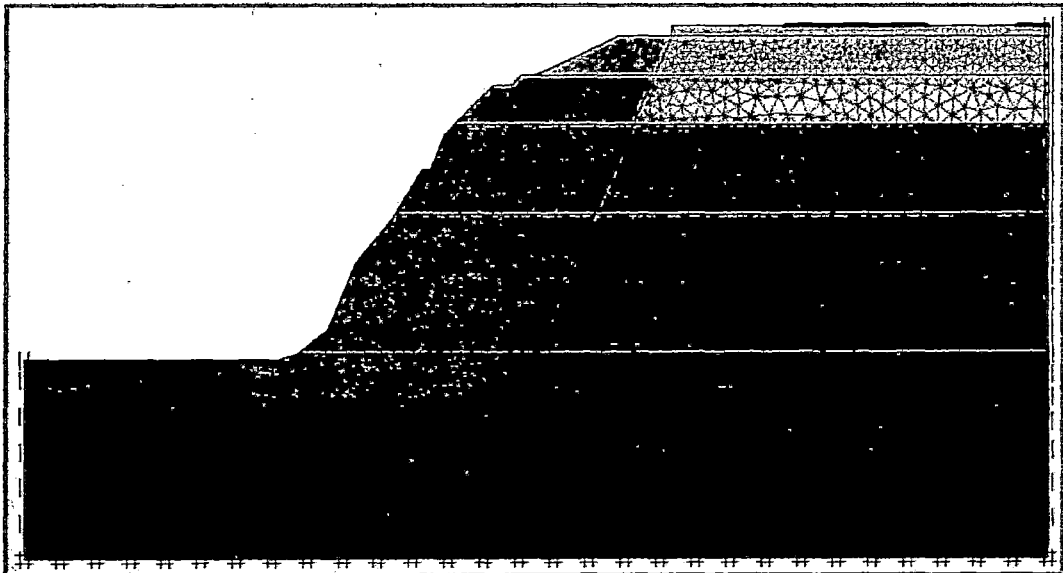


Análisis Estático de Esfuerzo Deformación, Sección Geotécnica 2 – 2'

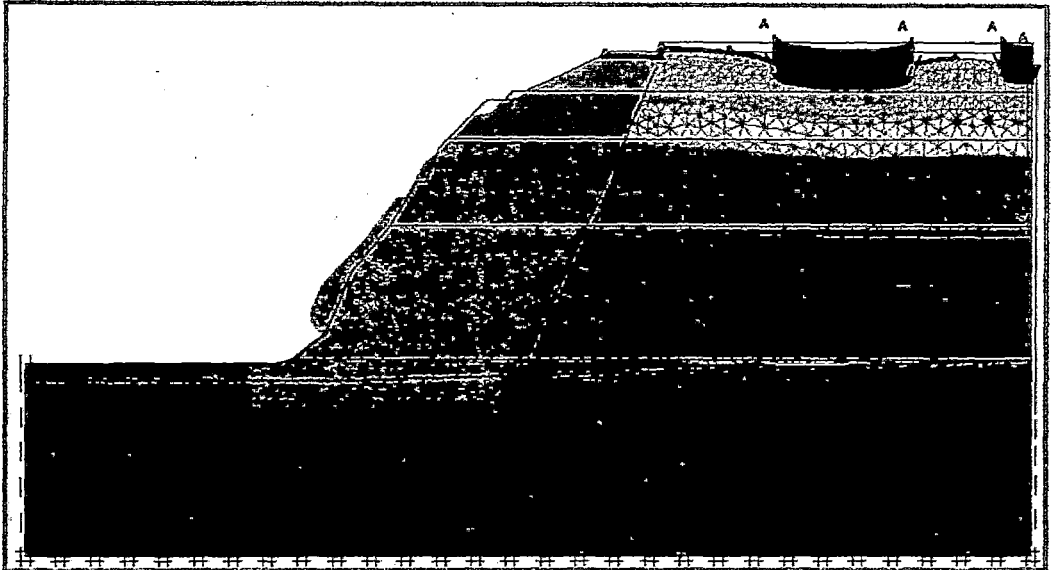
Sección geotécnica analizada



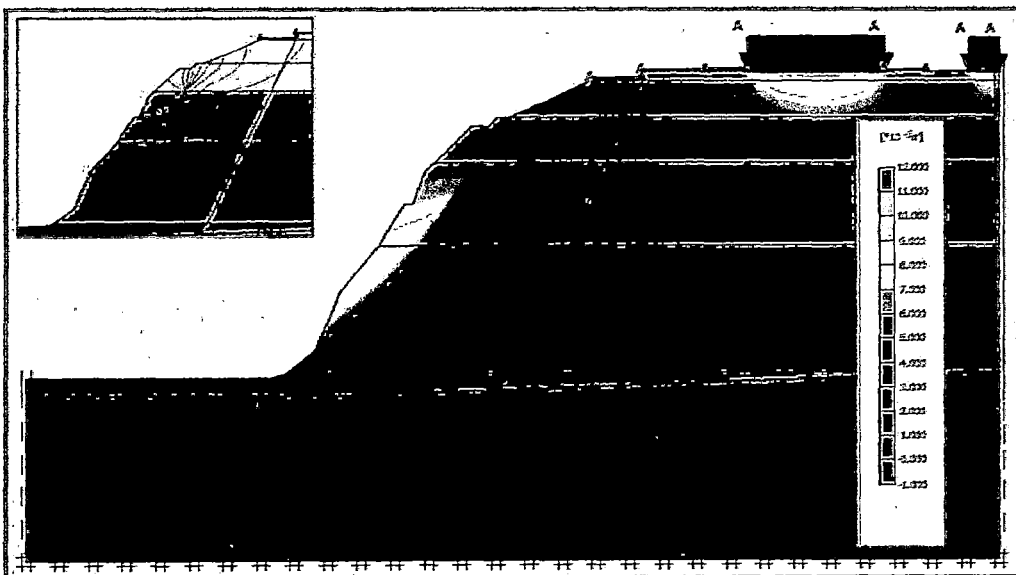
Discretización de la sección analizada



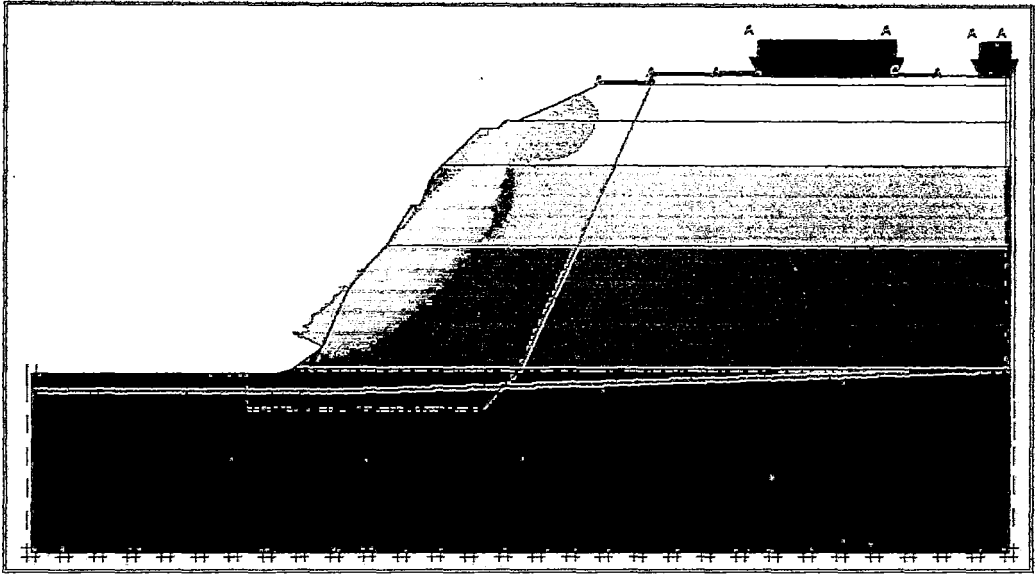
Deformación de la malla escalada en 1000 veces



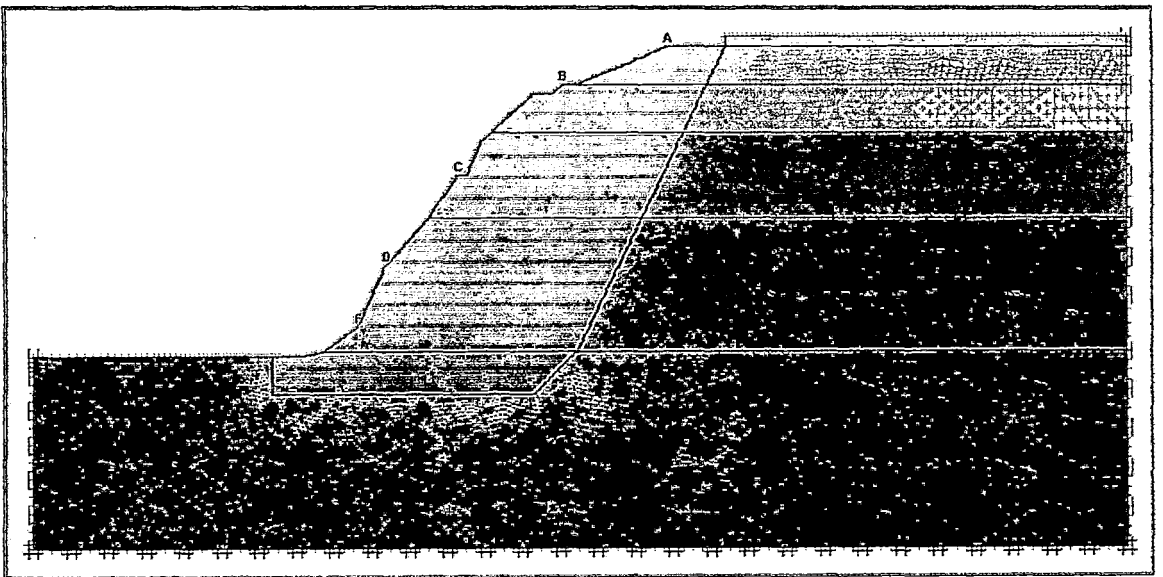
Desplazamientos obtenidos y Contornos de desplazamientos



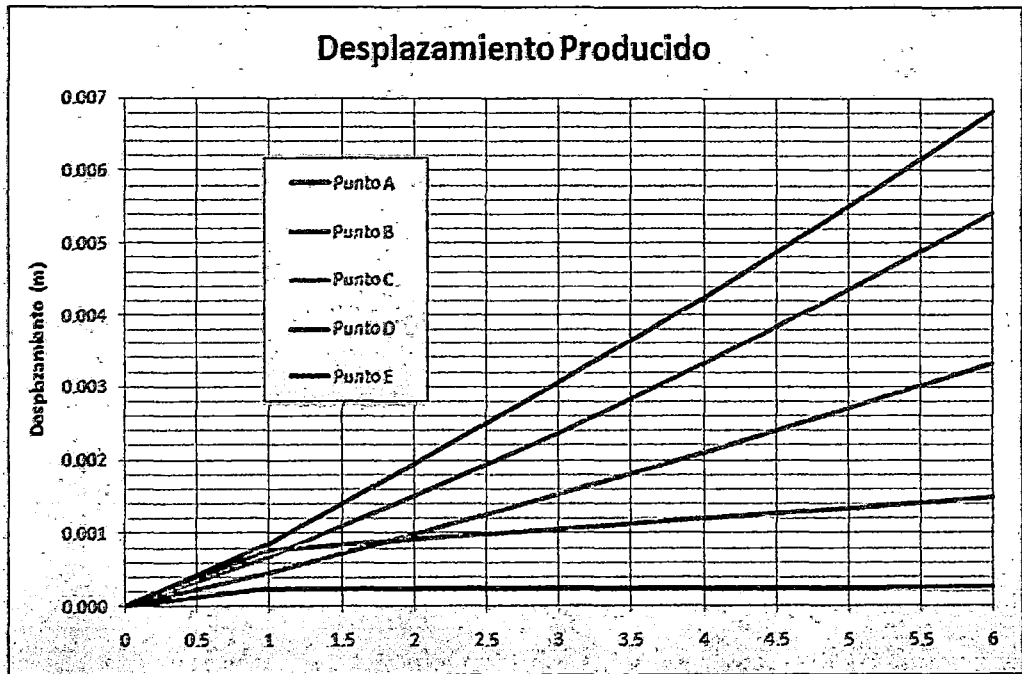
Incrementos de los esfuerzos



Ubicación de los puntos de control

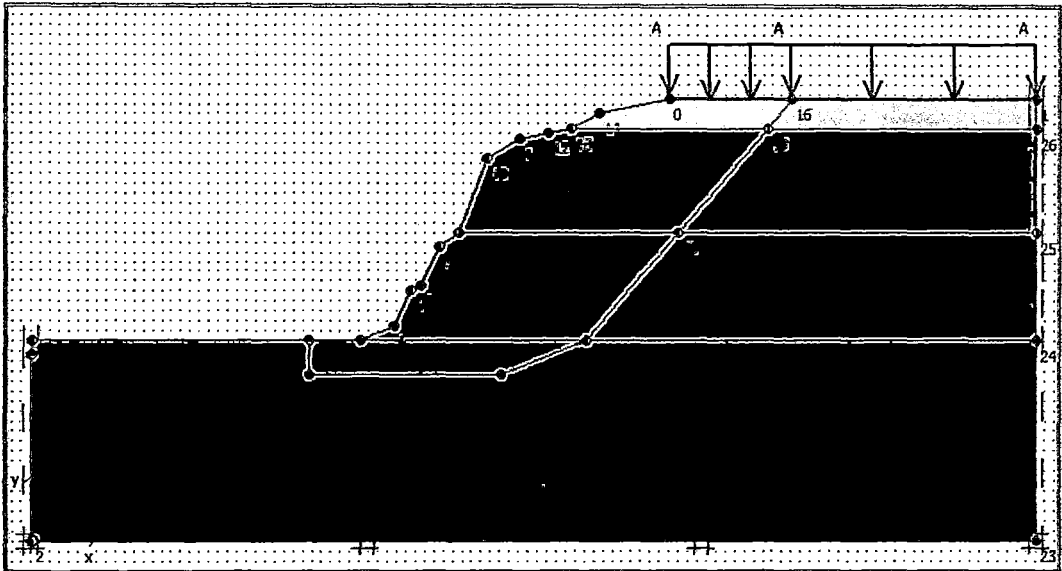


Desplazamientos máxima de los puntos de control

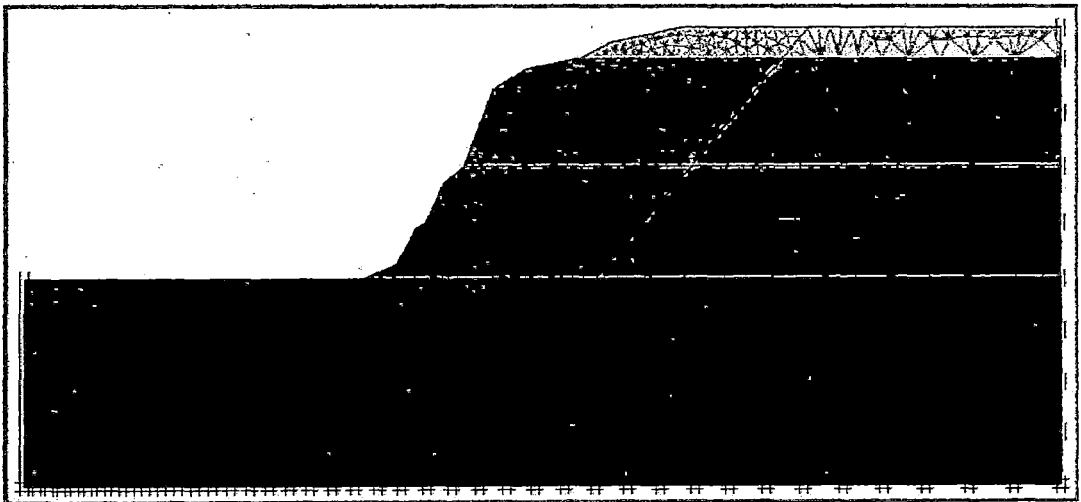


Análisis Estático de Esfuerzo Deformación, Sección Geotécnica 4 – 4'

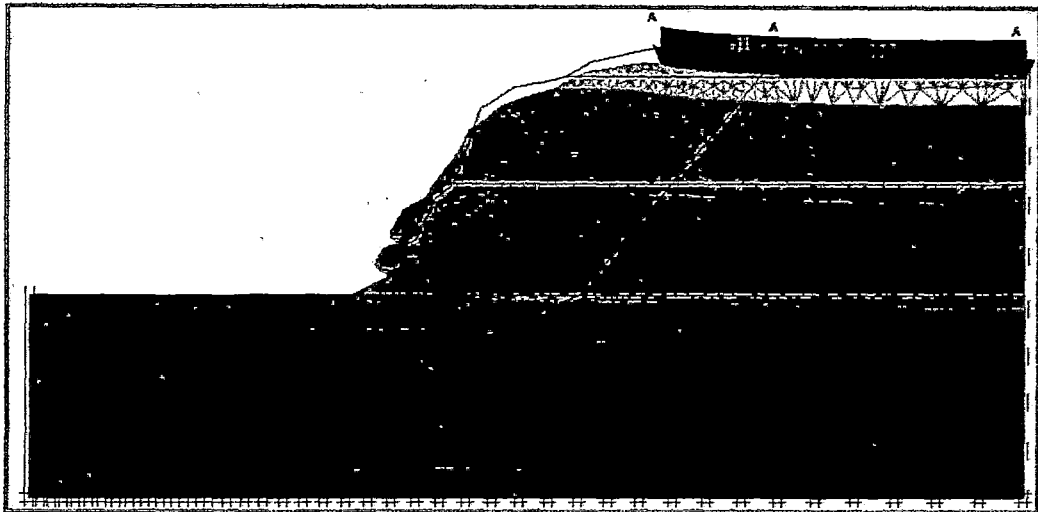
Sección geotécnica analizada



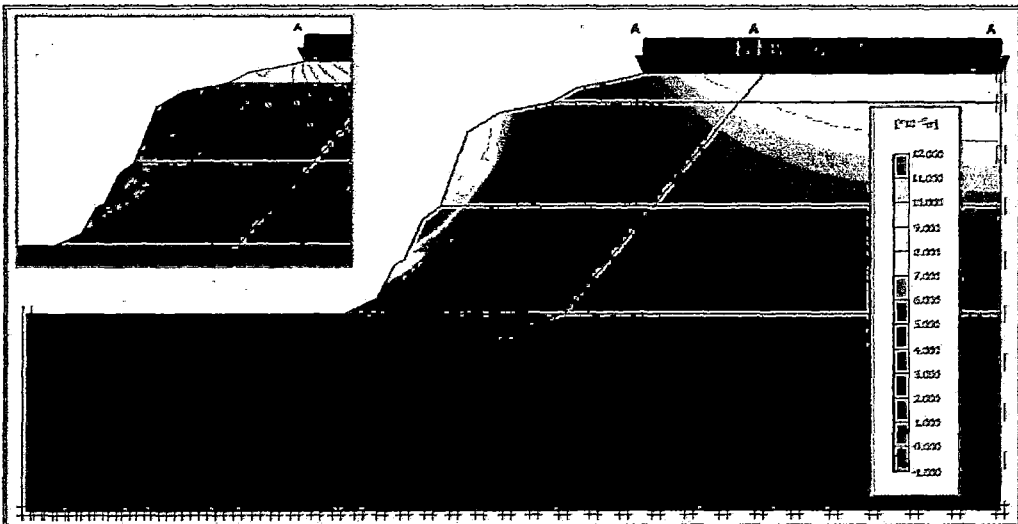
Discretización de la sección analizada



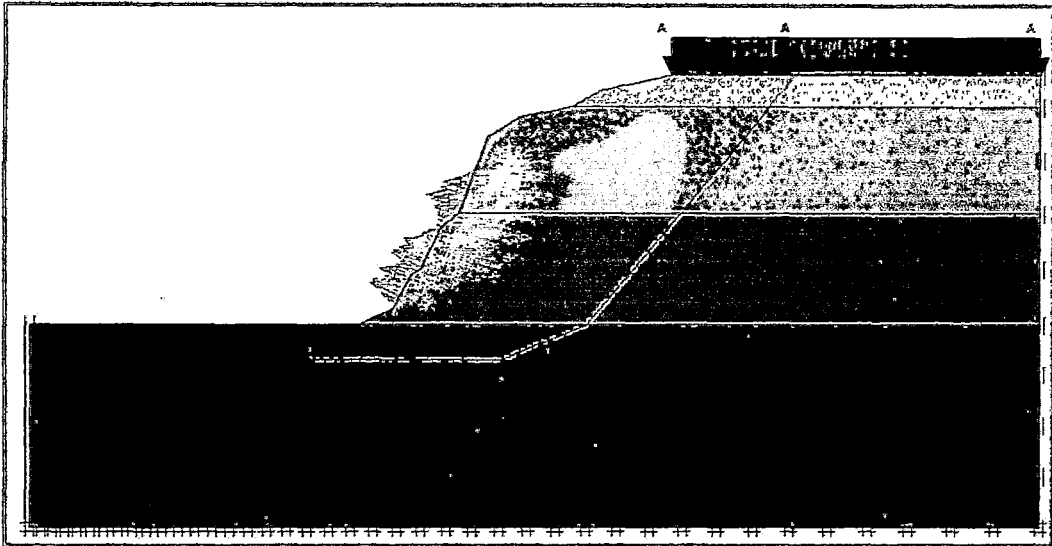
Deformación de la malla escalada en 1000 veces



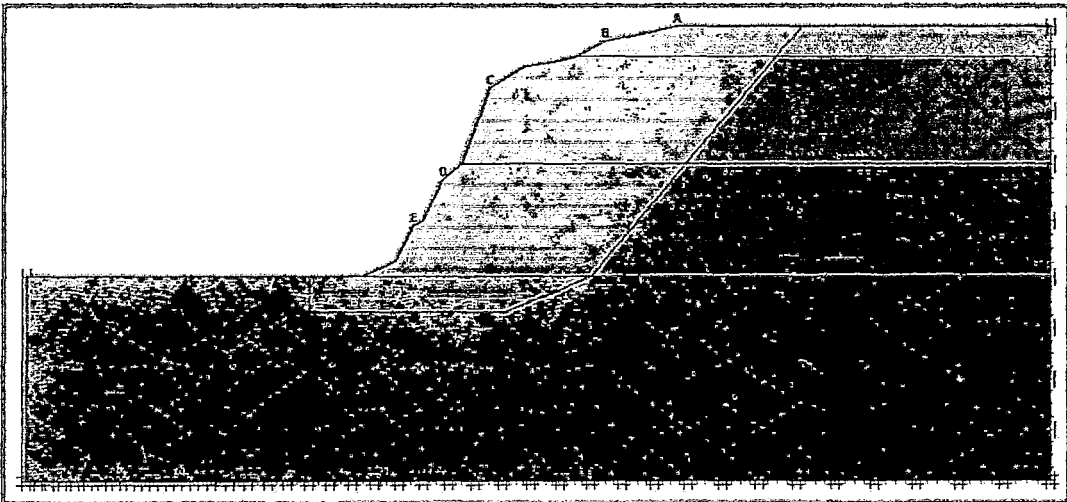
Desplazamientos obtenidos y Contornos de desplazamientos



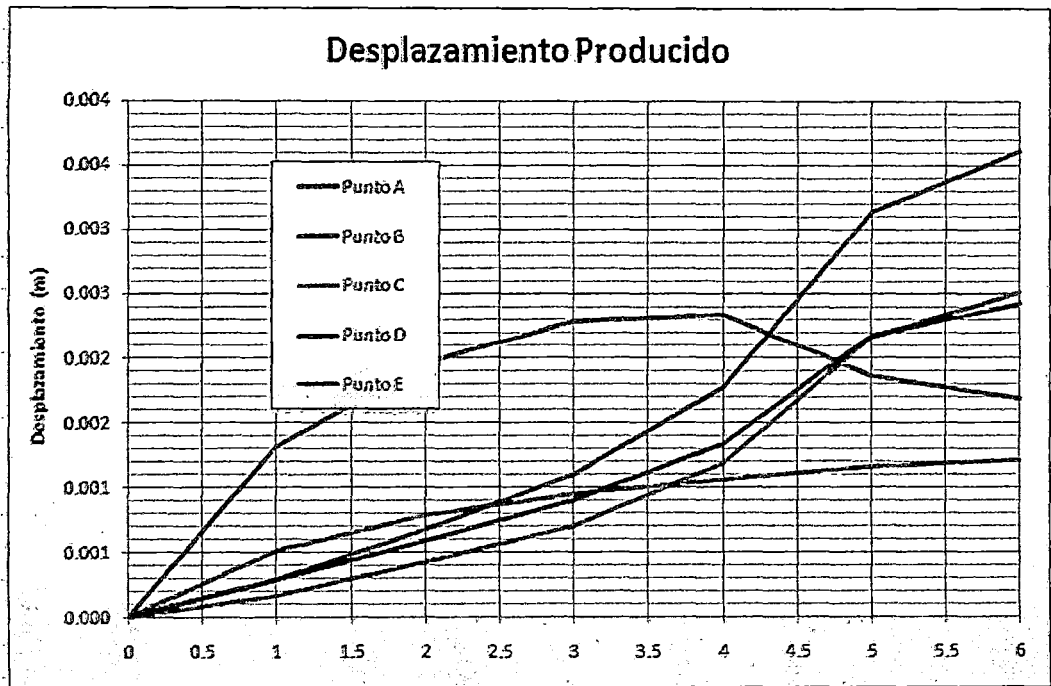
Incrementos de los esfuerzos



Ubicación de los puntos de control



Desplazamientos máxima de los puntos de control

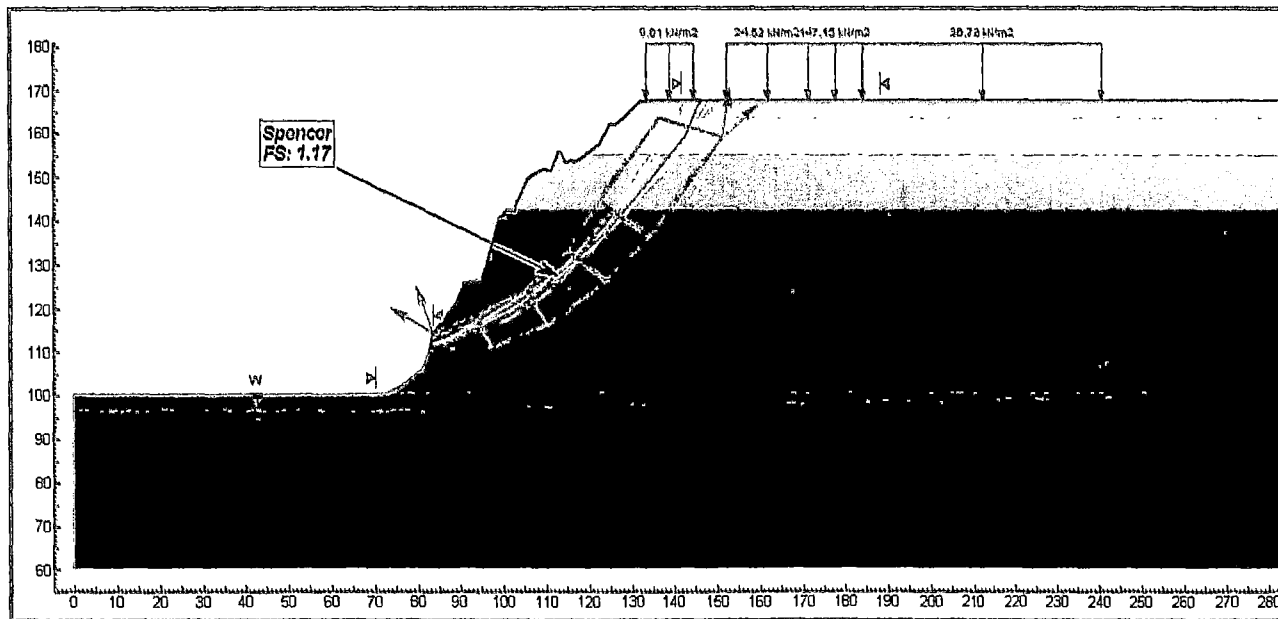


Anexo D.2, Análisis de estabilidad

Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 1 – 1'
 Falla tipo Bloque – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

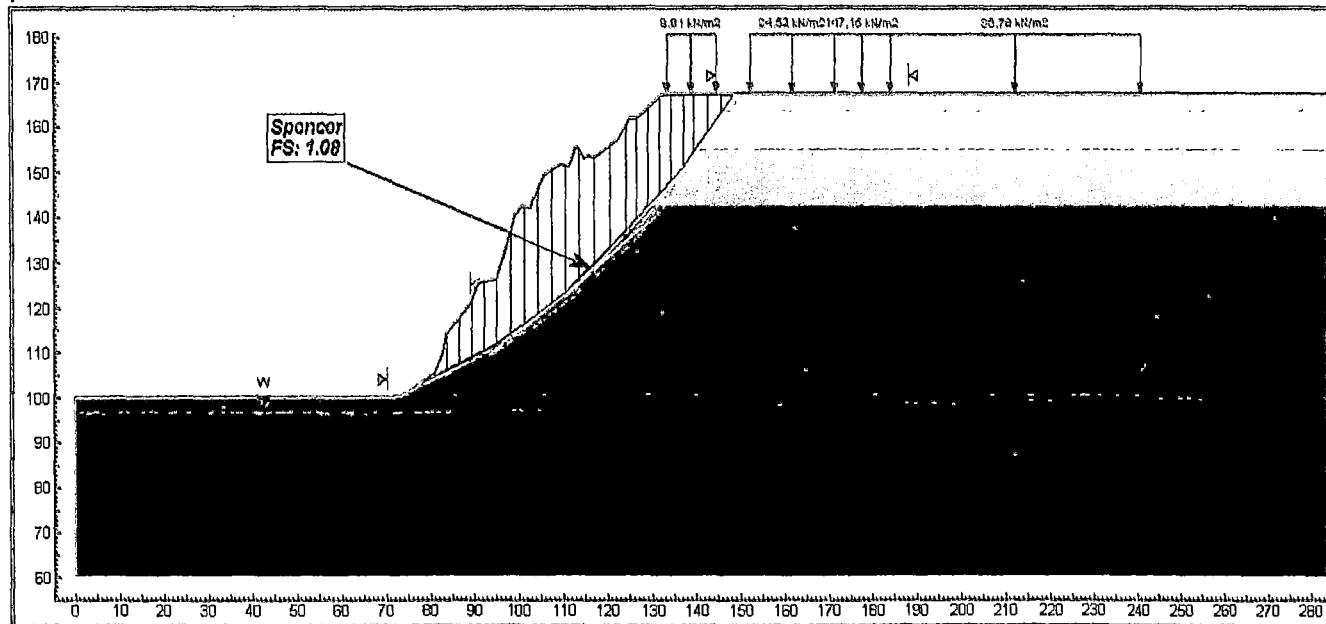
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 1 – 1'
 Falla tipo Aleatorio – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

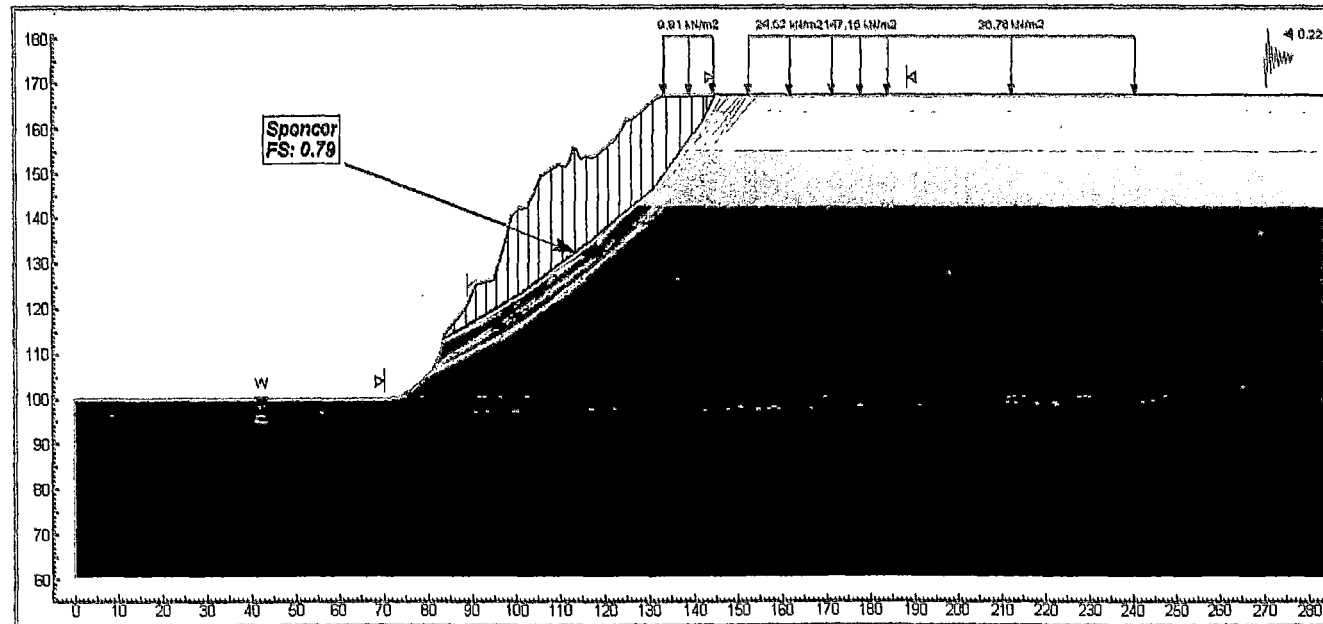
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 1 – 1'
Falla tipo Aleatorio – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

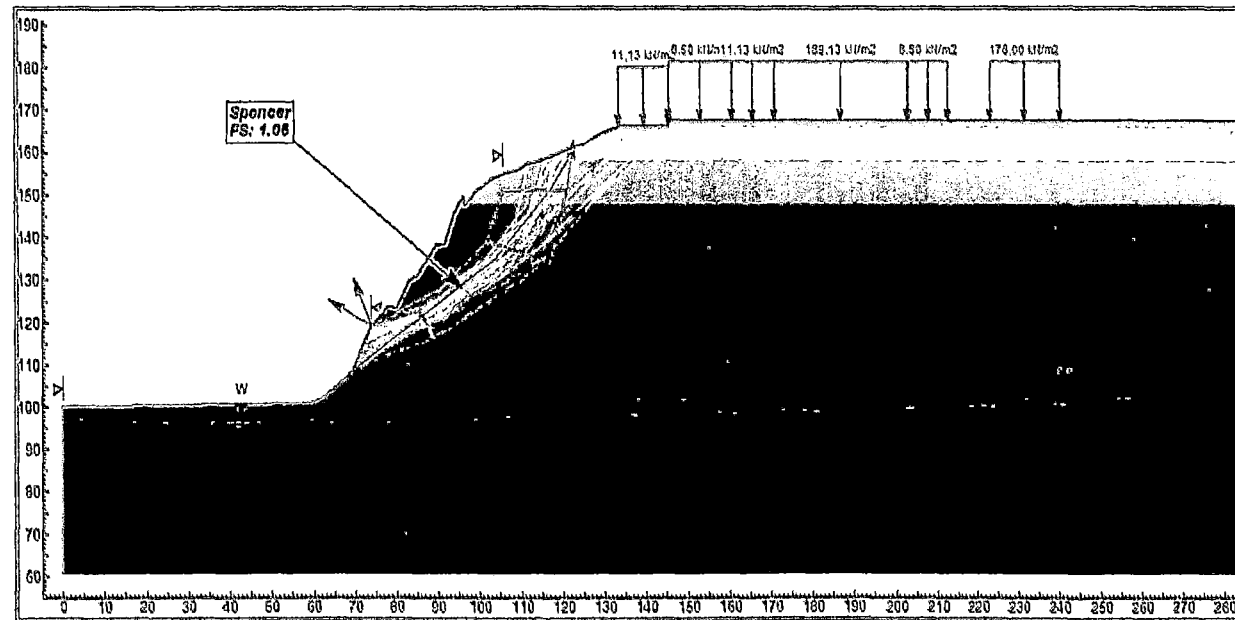
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 2 – 2'
Falla tipo Bloque – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

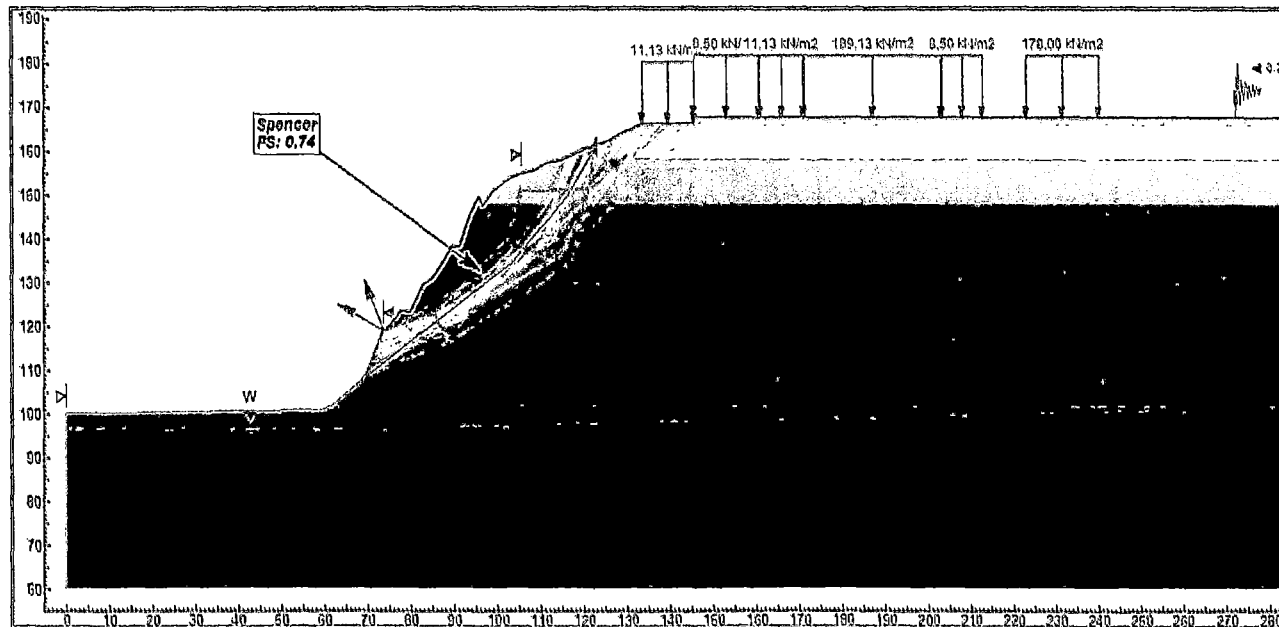
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 2 – 2'
 Falla tipo Bloque – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

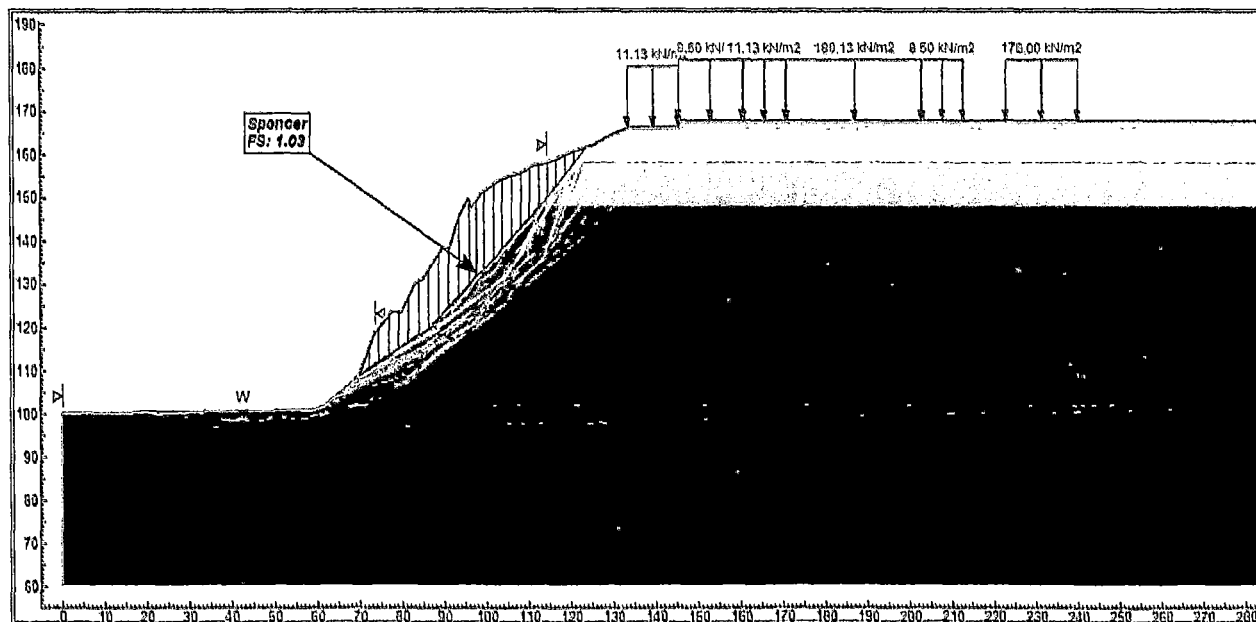
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 2 – 2'
 Falla tipo Aleatorio – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

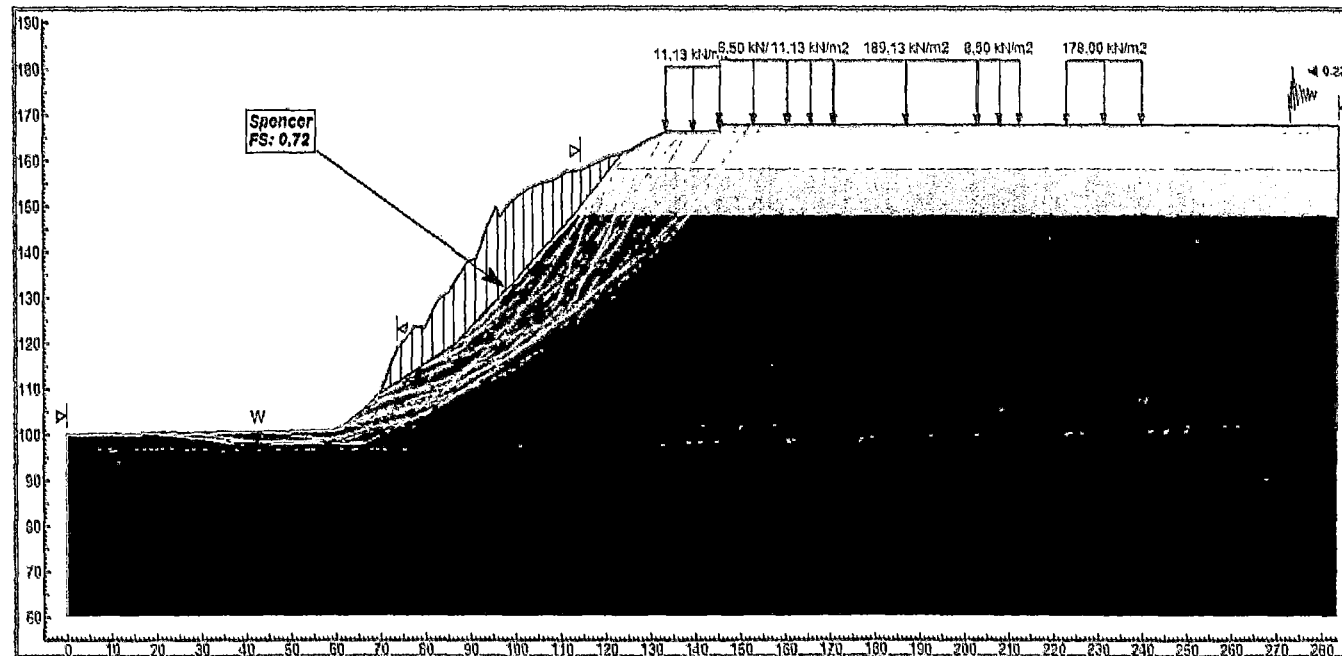
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 2 – 2'
Falla tipo Aleatorio – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

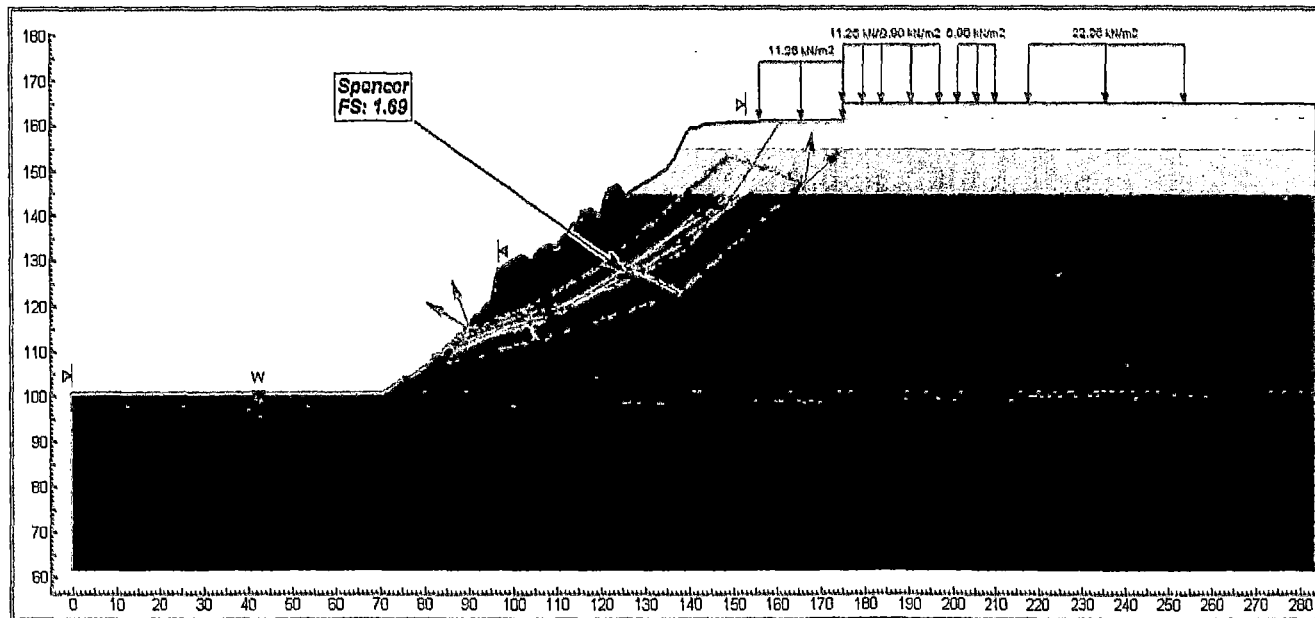
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 3 – 3'
 Falla tipo Bloque – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
▒ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

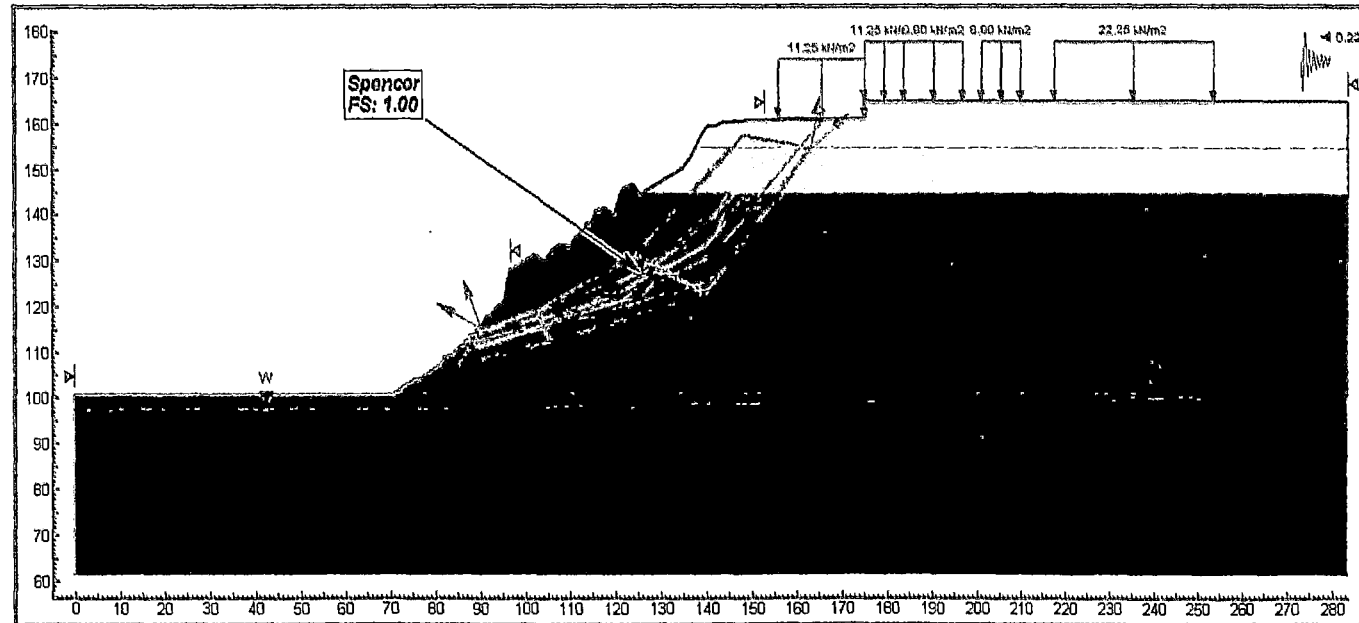
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 3 – 3'
Falla tipo Bloque – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

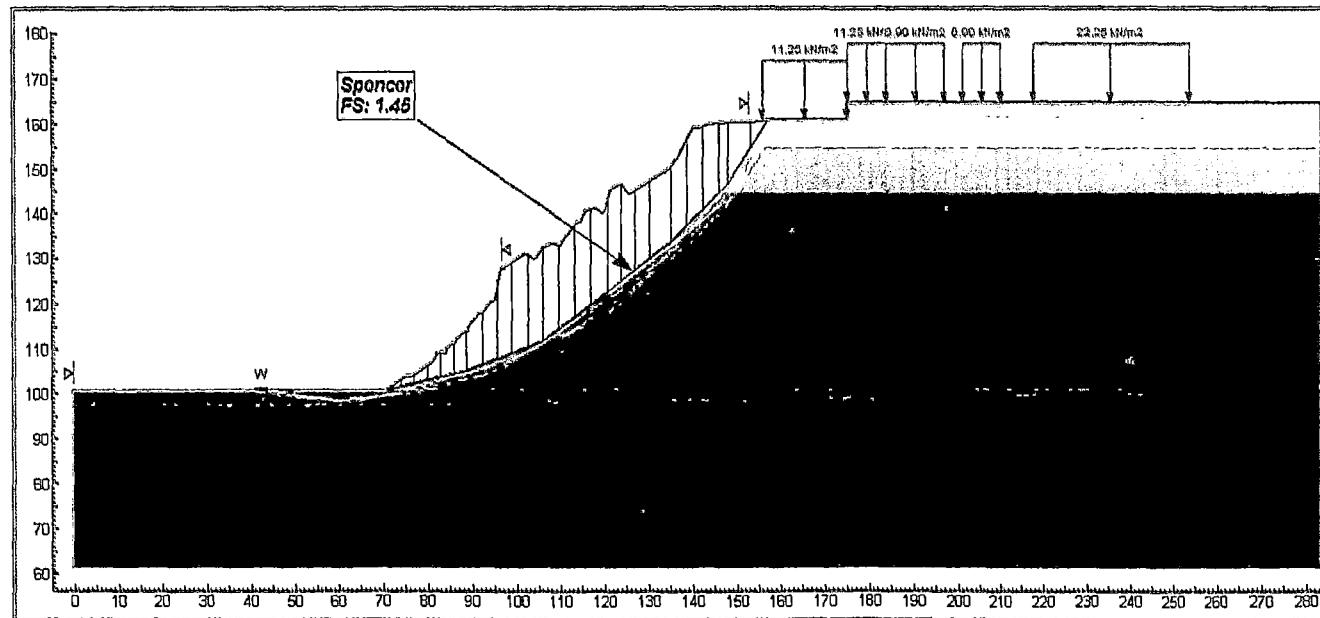
* Envoltente no lineal..



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 3 - 3'
 Falla tipo Aleatorio - Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

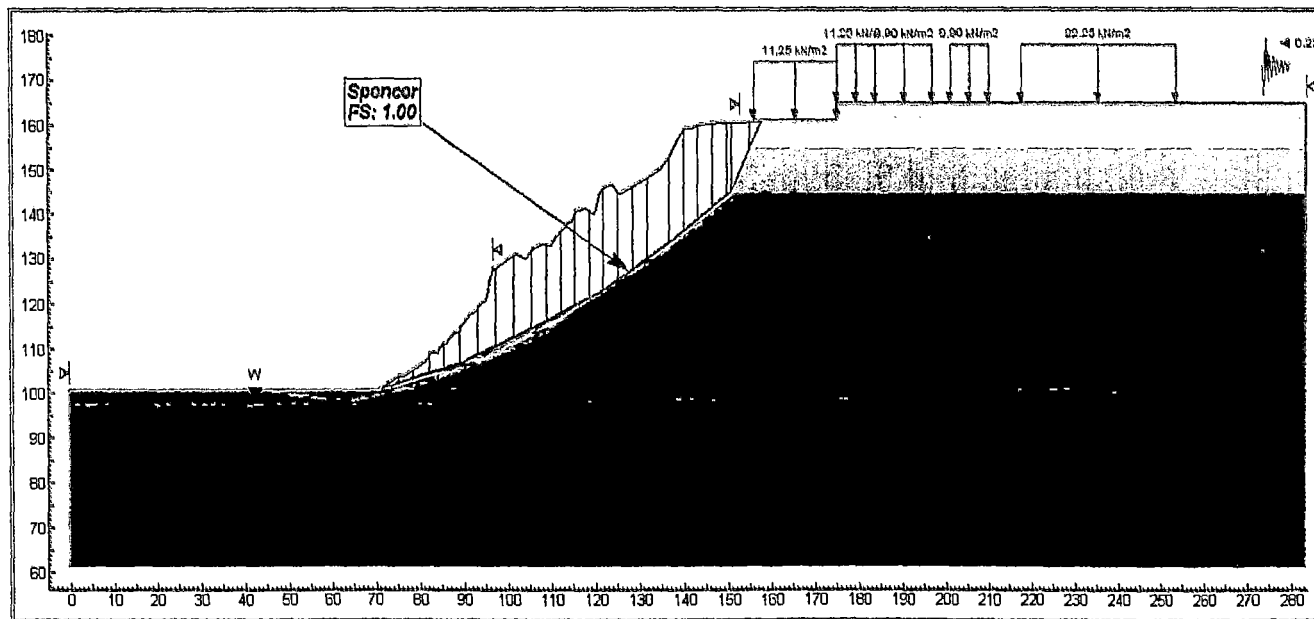
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 3 – 3'
 Falla tipo Aleatorio – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
▨ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0 </td <td>24.0</td> <td>*</td> <td>*</td> <td>1</td>	24.0	*	*	1

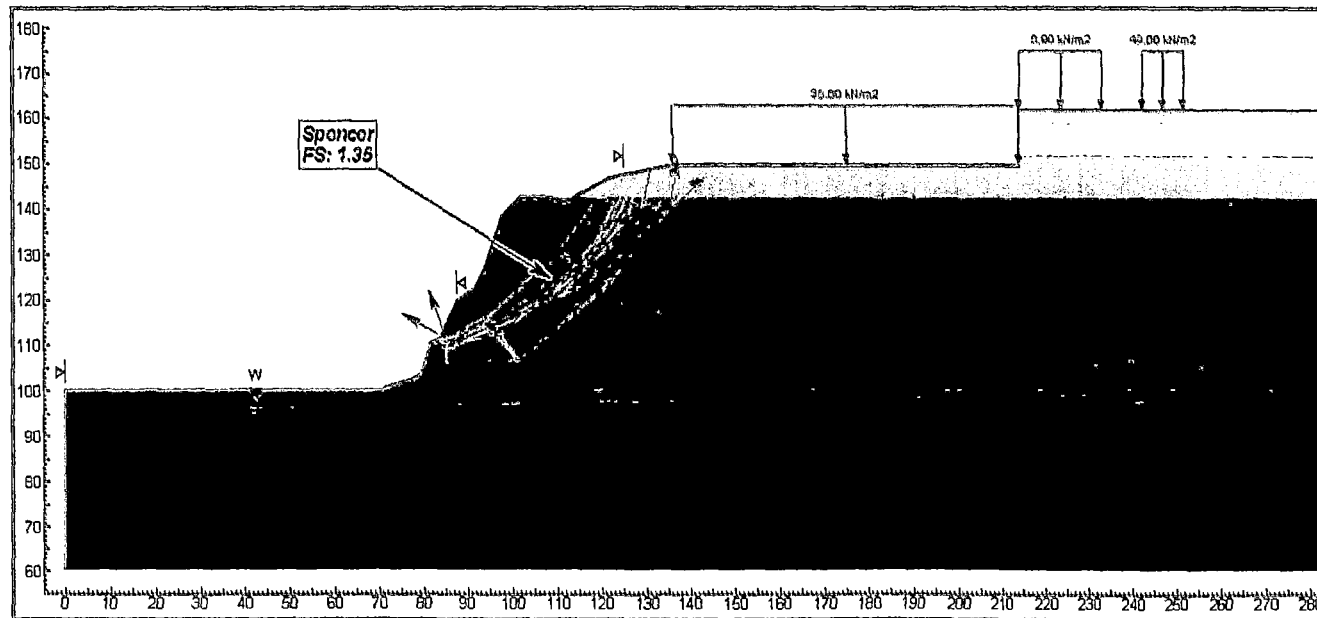
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 4 – 4'
Falla tipo Bloque – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

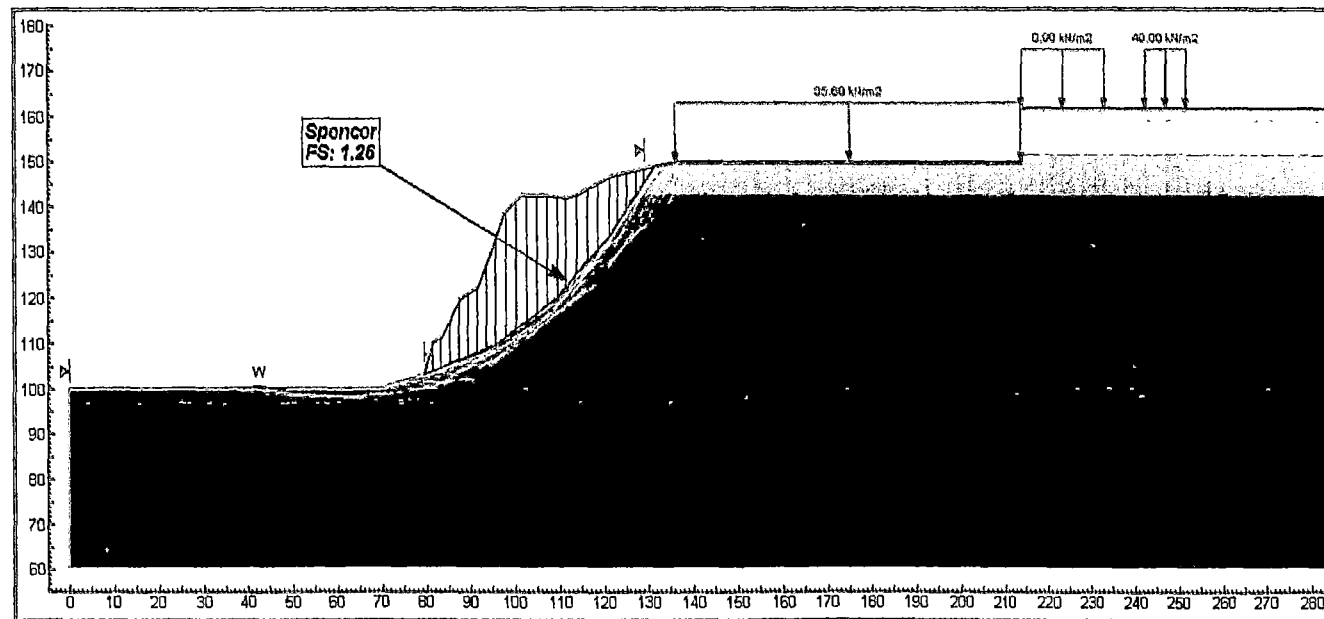
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 4 – 4'
 Falla tipo Aleatorio – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

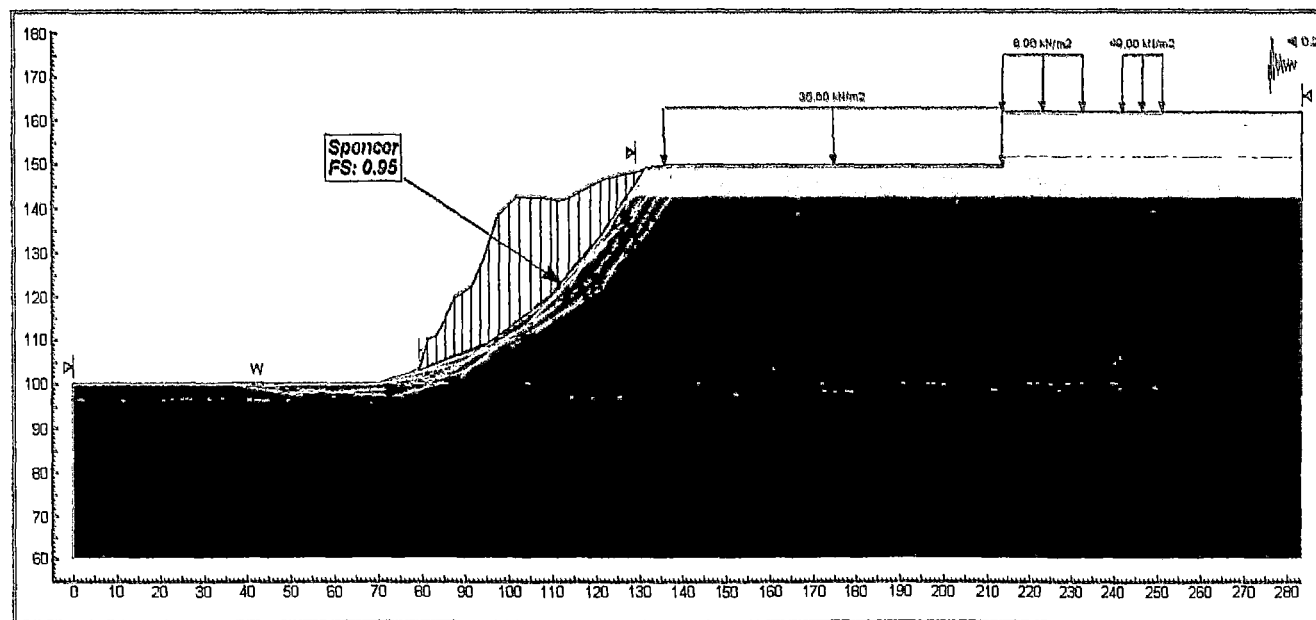
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 4 - 4'
 Falla tipo Aleatorio - Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

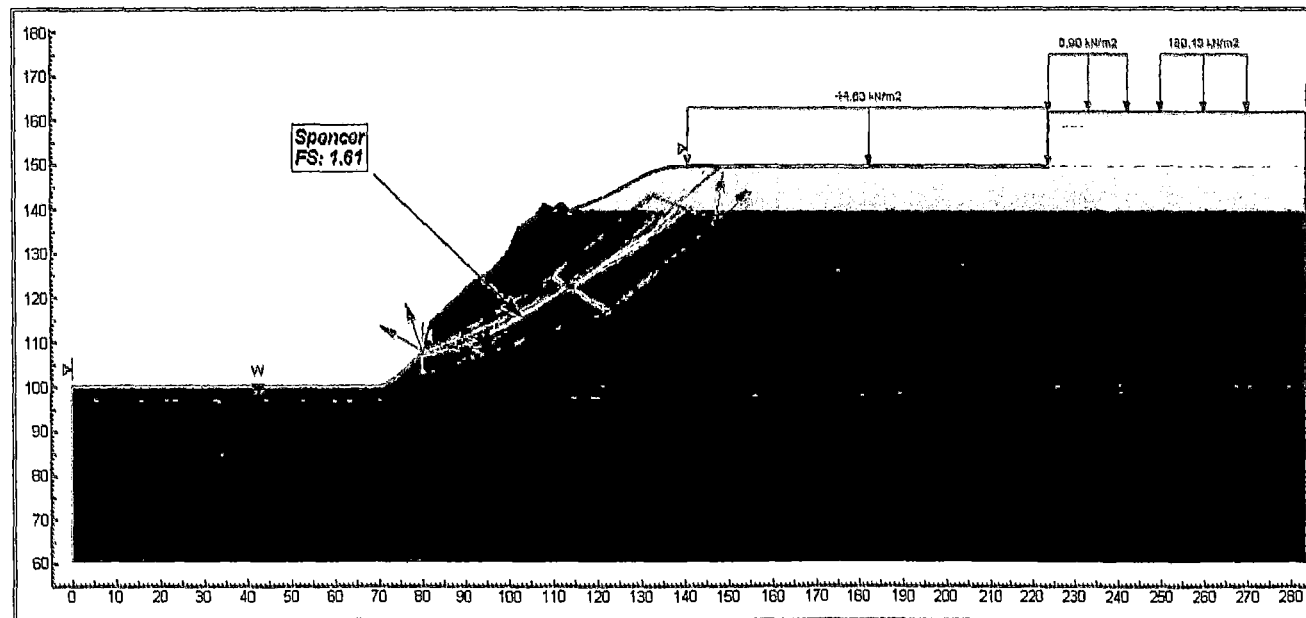
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 5 – 5'
Falla tipo Bloque – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
▣ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

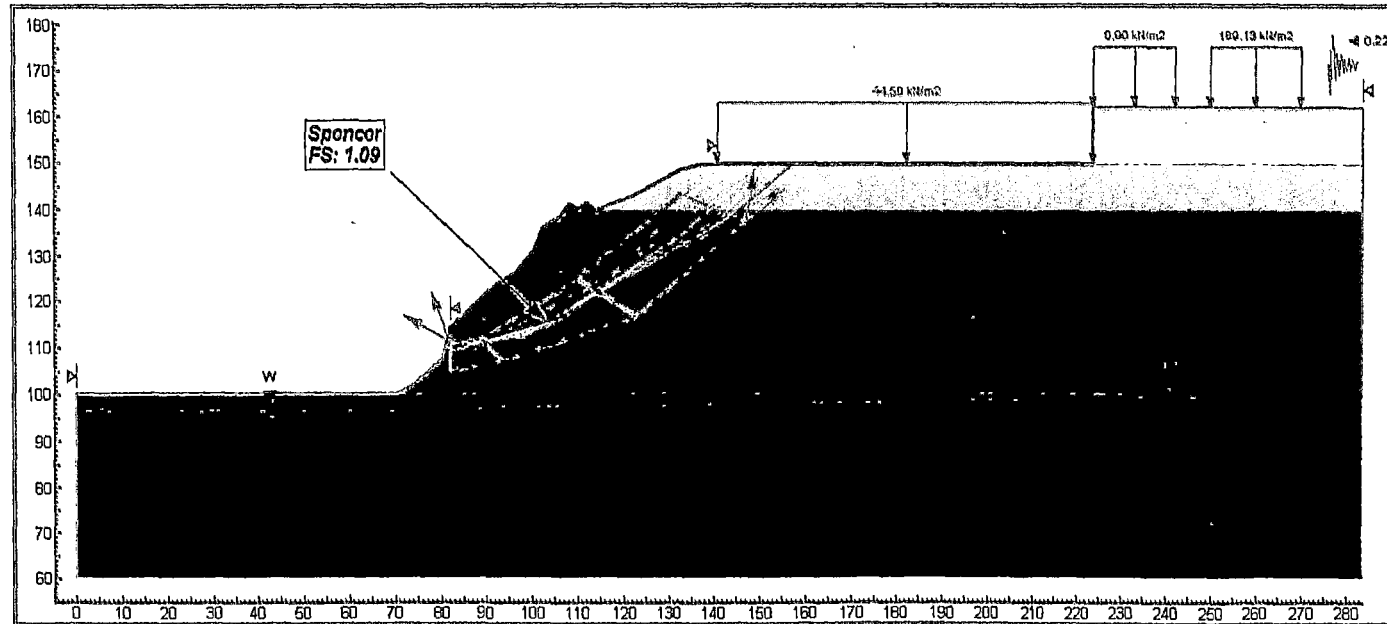
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 5 – 5'
Falla tipo Bloque – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

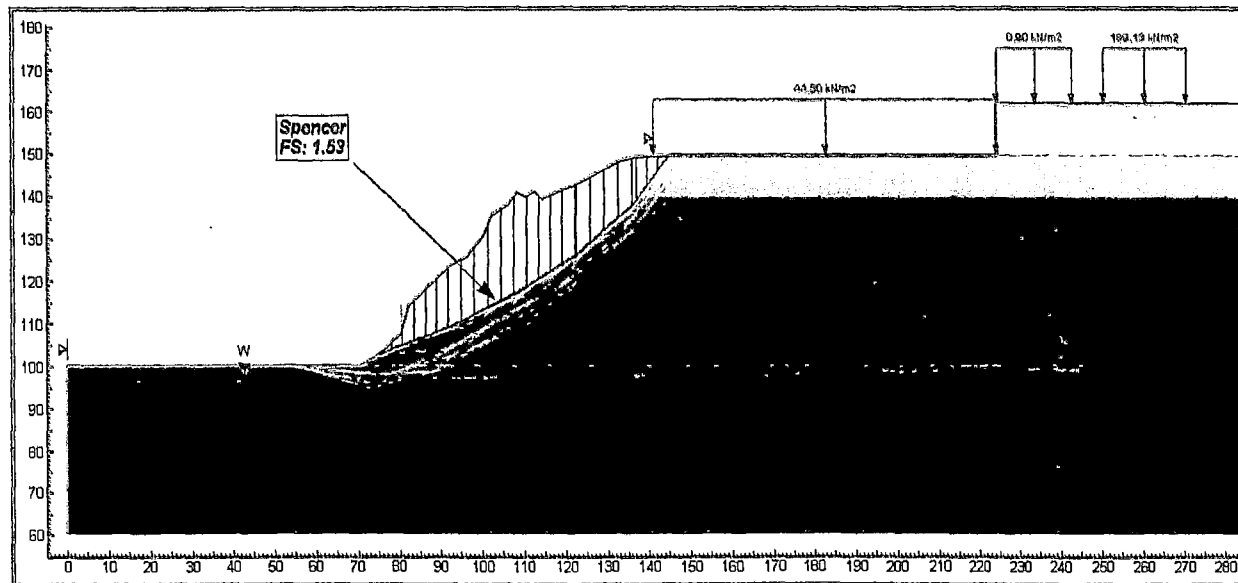
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 5 – 5'
 Falla tipo Aleatorio – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

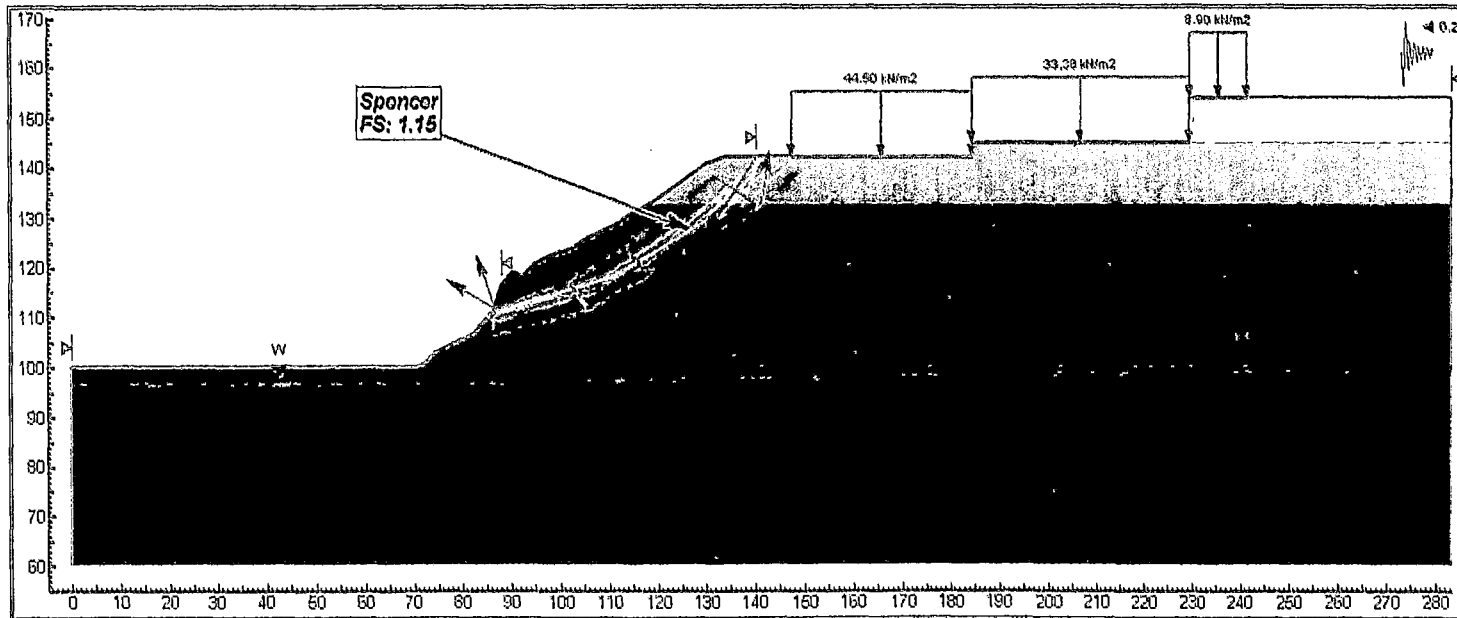
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 6 – 6'
Falla tipo Bloque – Caso Pseudo - Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
▨ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

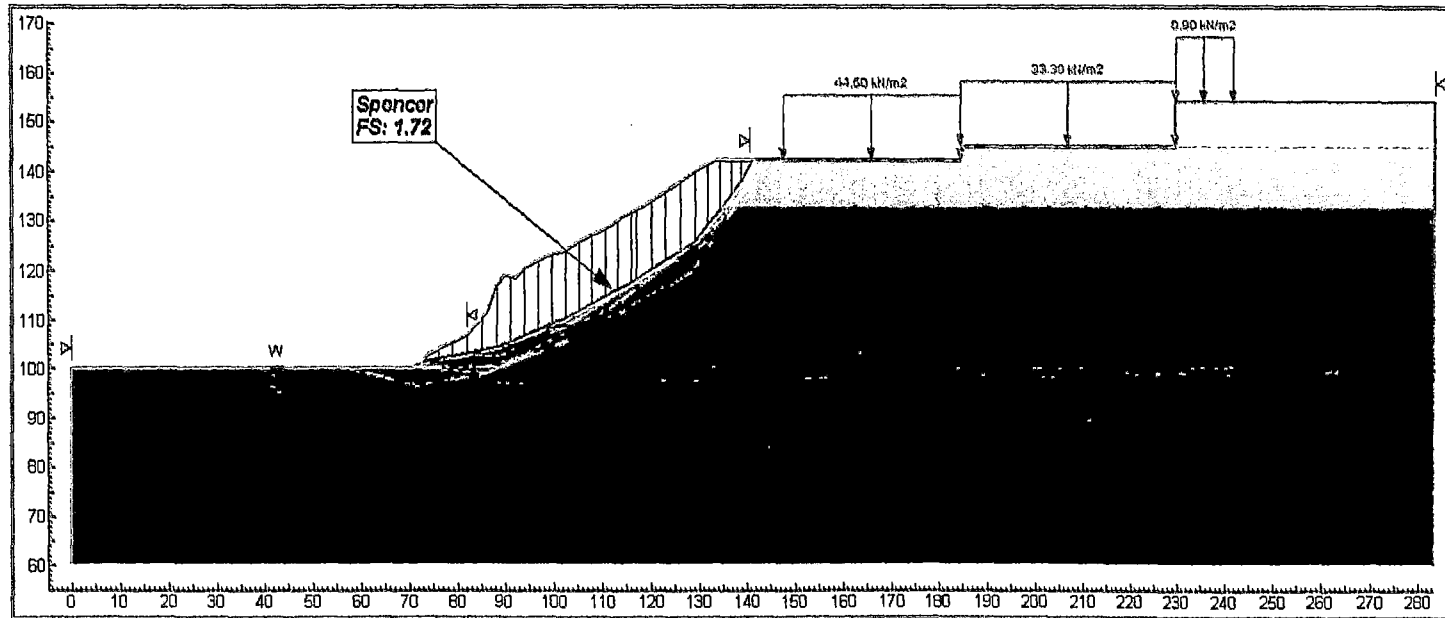
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 6 – 6'
Falla tipo Aleatorio – Caso Estático

Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

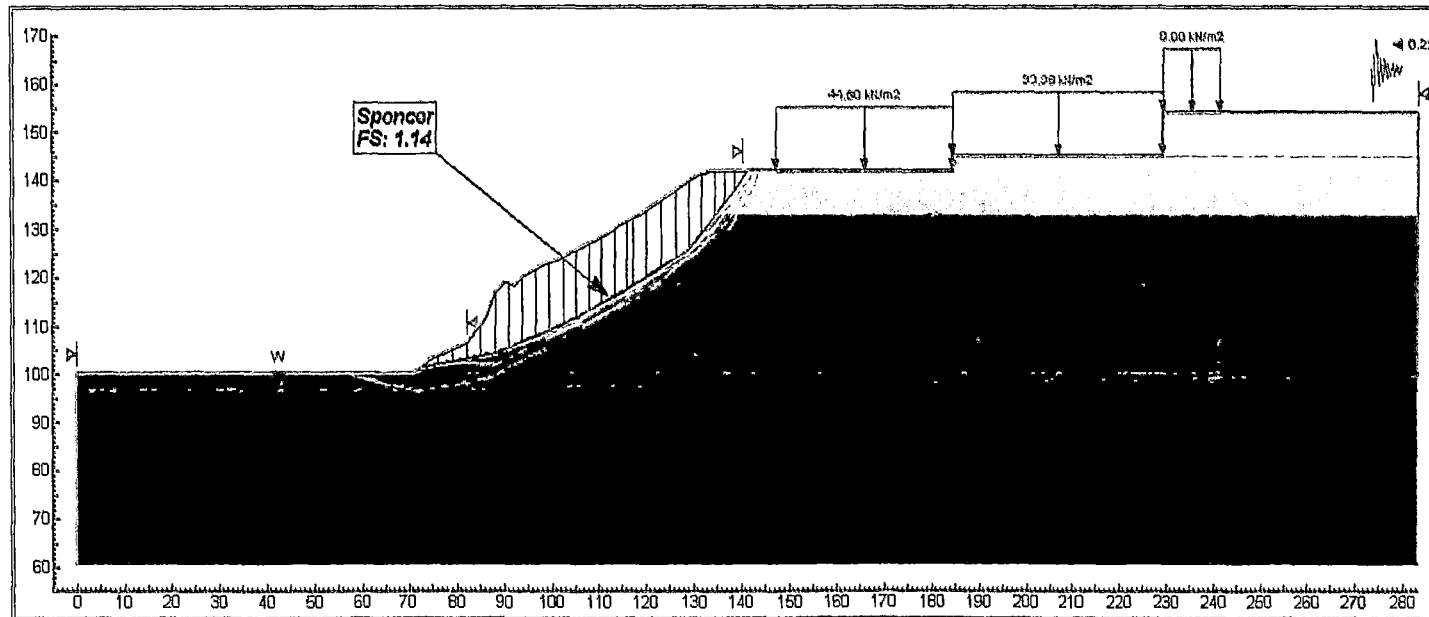
* Envoltente no lineal.



Análisis de Estabilidad, Sección Geotécnica 6 – 6'
Falla tipo Aleatorio – Caso Pseudo - Estático

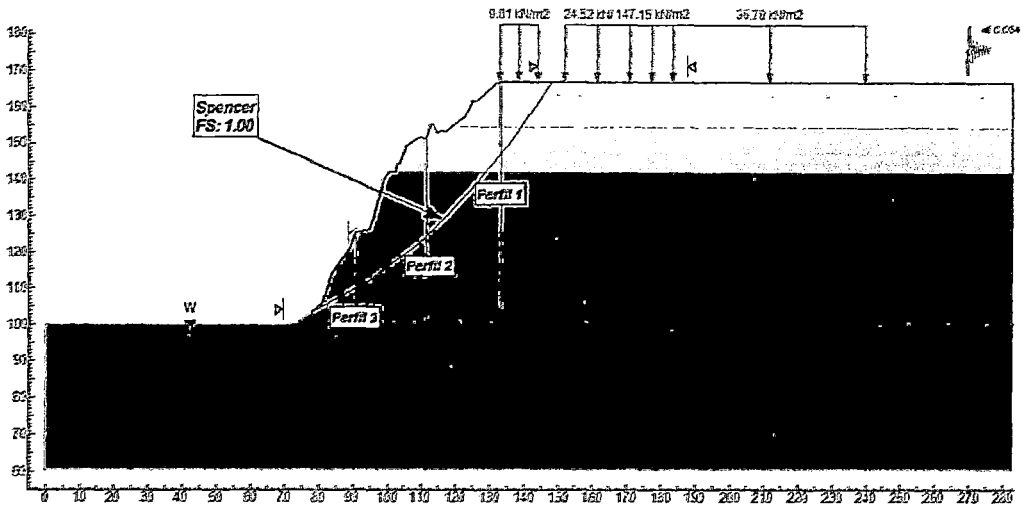
Material	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	W
□ Estrato Gravoso 1	21.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 2	22.0	22.0	*	*	-
□ Estrato Gravoso 3	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 4	22.0	23.0	*	*	-
■ Estrato Gravoso 5	22.0	23.0	*	*	1
■ Estrato Gravoso 6	23.0	24.0	*	*	1

* Envoltente no lineal.

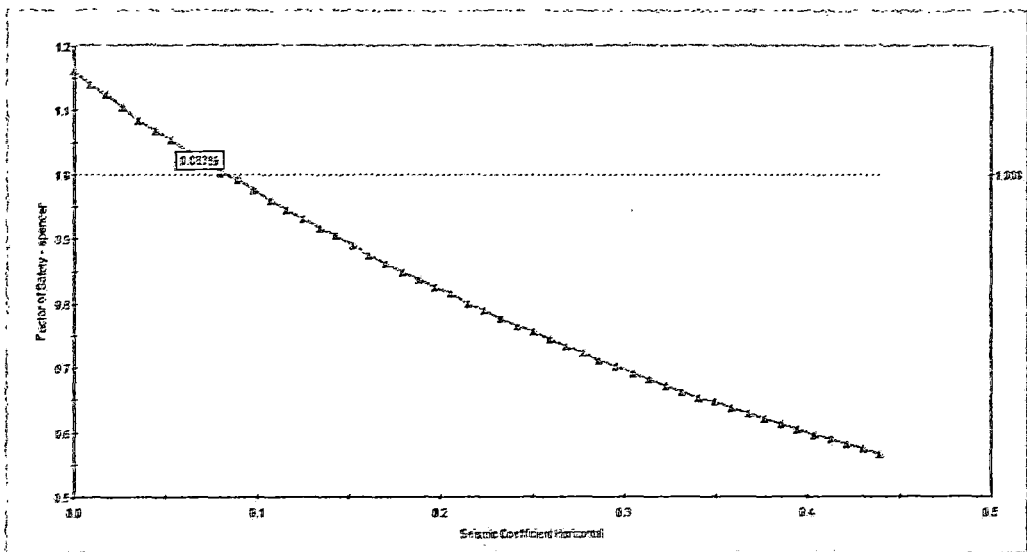


Anexo D.3, Análisis de deformaciones permanentes

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 1 - 1'
Perfiles analizados



Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 1 - 1'
Cálculo de la aceleración de fluencia



Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 1 – 1'
Estratos del Perfil 1

Sección 1 - Perfil 1				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m ³)	Vs (m/s)
1	3.60	Estrato Gravoso 1	21.0	250
2	4.00	Estrato Gravoso 2	22.0	350
3	5.00	Estrato Gravoso 2	22.0	500
4	7.00	Estrato Gravoso 3	22.0	650
5	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
6	5.10	Estrato Gravoso 3	22.0	750
7	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	800
8	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
9	5.80	Estrato Gravoso 4	22.0	900
10	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	900
11	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	940
12	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	970
13	6.00	Estrato Gravoso 5	23.0	1000
14	2.50	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
15	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
16	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
17	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
18	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
19	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
20	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
21	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
22	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
23	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 1 – 1'
Estratos del Perfil 2

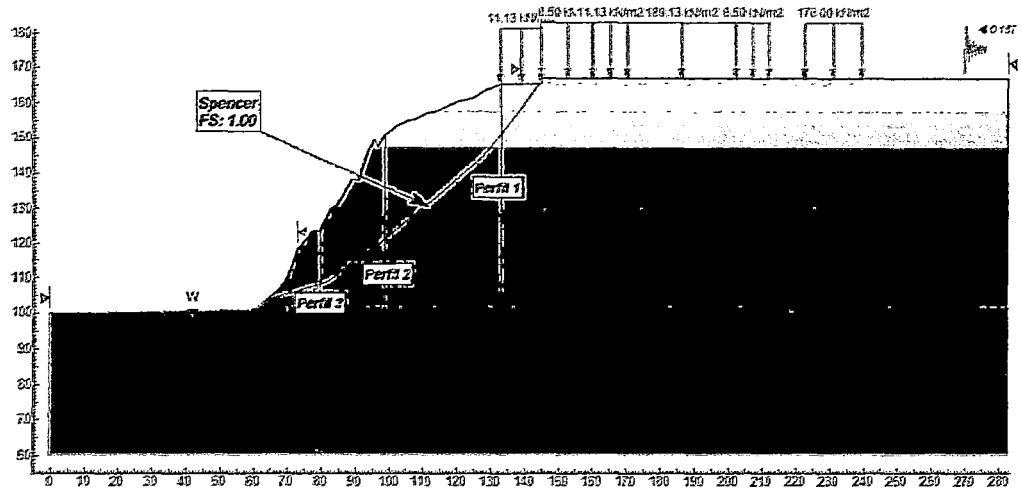
Sección 1 - Perfil 2				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m ³)	Vs (m/s)
1	4.20	Estrato Gravoso 3	22.0	650.0
2	5.00	Estrato Gravoso 3	22.0	750.0
3	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	800.0
4	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850.0
5	6.00	Estrato Gravoso 4	22.0	900.0
6	2.00	Estrato Gravoso 5	23.0	900.0
7	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
8	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	900
9	6.00	Estrato Gravoso 5	23.0	940
10	6.00	Estrato Gravoso 5	23.0	970
11	6.00	Estrato Gravoso 5	23.0	1000
12	3.00	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
13	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
14	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
15	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
16	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
17	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
18	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
19	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
20	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
21	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 1 – 1'
Estratos del Perfil 3

Sección 1 - Perfil 3				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m3)	Vs (m/s)
1	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	900
2	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	920
3	5.60	Estrato Gravoso 5	23.0	960
4	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
5	4.50	Estrato Gravoso 5	23.0	980
6	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	1000
7	3.40	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
8	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
9	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
10	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
11	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
12	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
13	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
14	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
15	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
16	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

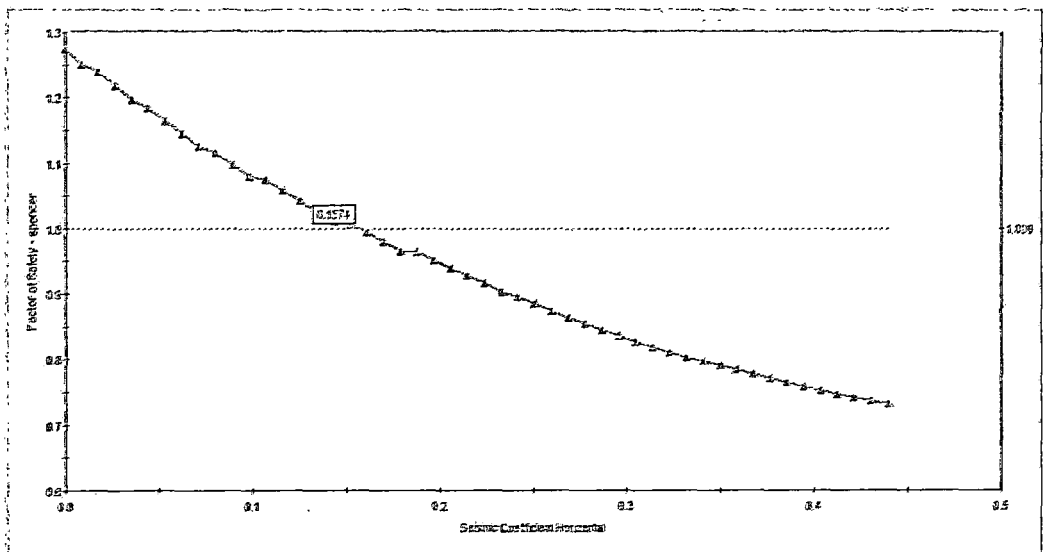
Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 2 - 2'

Perfiles analizados



Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 2 - 2'

Cálculo de la aceleración de fluencia



Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 2 – 2'
Estratos del Perfil 1

Sección 2 - Perfil 1				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m3)	Vs (m/s)
1	7.80	Estrato Gravoso 2	22.0	500
2	7.00	Estrato Gravoso 3	22.0	650
3	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
4	3.60	Estrato Gravoso 3	22.0	750
5	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	800
6	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
7	8.00	Estrato Gravoso 4	22.0	900
8	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	920
9	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	940
10	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	960
11	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	980
12	7.50	Estrato Gravoso 5	23.0	1000
13	3.70	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
14	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
15	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
16	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
17	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
18	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
19	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
20	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
21	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
22	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 2 – 2'
Estratos del Perfil 2

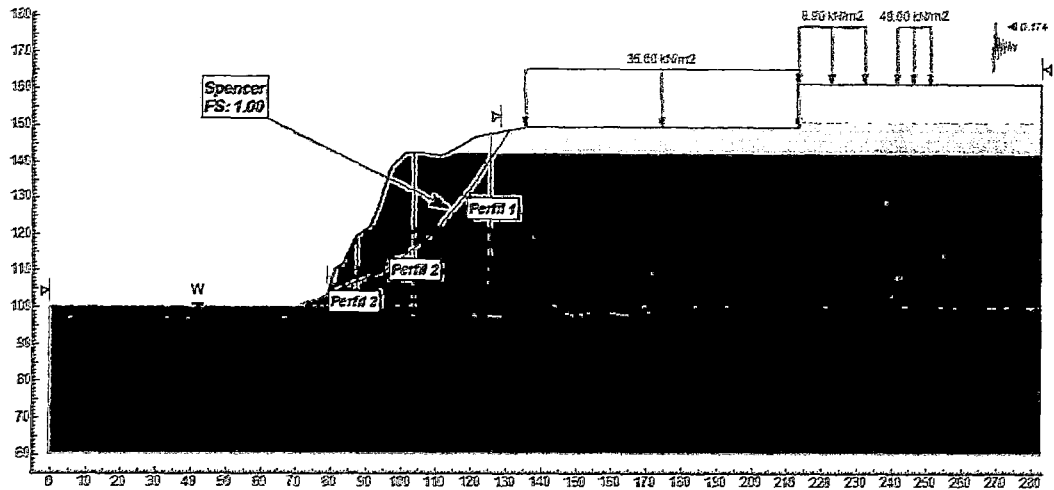
Sección 2 - Perfil 2				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m3)	Vs (m/s)
1	3.50	Estrato Gravoso 3	22.0	750.0
2	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	800
3	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
4	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
5	7.50	Estrato Gravoso 4	22.0	900
6	3.80	Estrato Gravoso 5	23.0	920
7	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	940
8	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
9	4.20	Estrato Gravoso 5	23.0	940
10	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	960
11	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	980
12	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	1000
13	4.50	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
14	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
15	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
16	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
17	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
18	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
19	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
20	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
21	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
22	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 2 – 2'
Estratos del Perfil 3

Sección 2 - Perfil 3				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m3)	Vs (m/s)
1	5.00	Estrato Gravoso 5	23	900
2	5.00	Estrato Gravoso 5	23	960
3	5.50	Estrato Gravoso 5	23	980
4	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
5	6.40	Estrato Gravoso 5	23	1000
6	4.70	Estrato Gravoso 6	23	1050
7	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
8	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
9	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
10	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
11	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
12	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
13	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
14	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
15	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

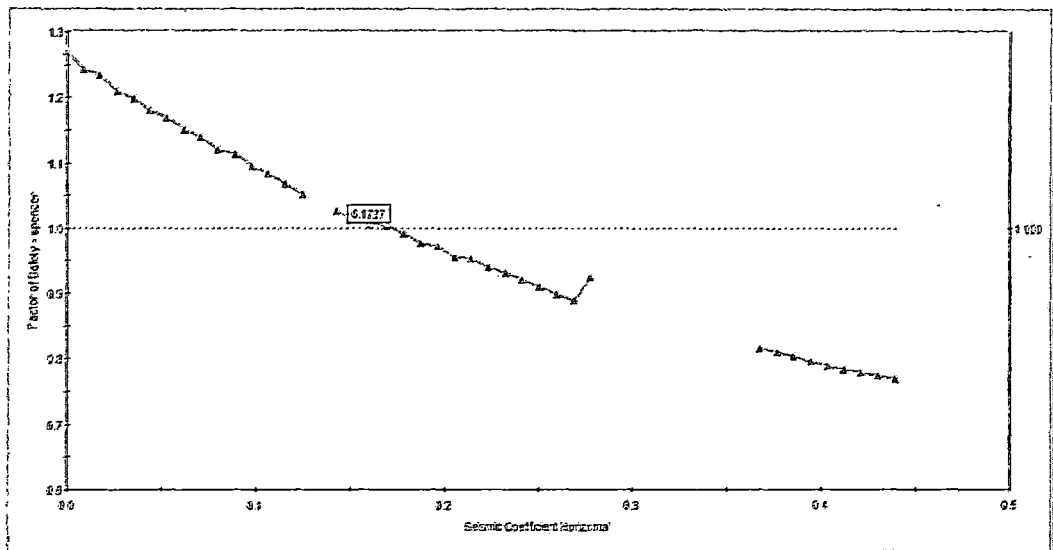
Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 4 - 4'

Perfiles analizados



Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 4 - 4'

Cálculo de la aceleración de fluencia



Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 4 – 4'
Estratos del Perfil 1

Sección 4 - Perfil 1				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m3)	Vs (m/s)
1	5.10	Estrato Gravoso 3	22.0	750
2	2.60	Estrato Gravoso 4	22.0	750
3	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
4	2.40	Estrato Gravoso 4	22.0	800
5	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
6	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
7	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	900
8	7.10	Estrato Gravoso 5	23.0	920
9	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	940
10	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	960
11	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	980
12	2.70	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
13	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
14	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
15	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
16	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
17	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
18	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
19	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
20	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
21	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 4 – 4'
Estratos del Perfil 2

Sección 4 - Perfil 2				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m ³)	Vs (m/s)
1	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	800
2	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
3	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	850
4	5.00	Estrato Gravoso 4	22.0	900
5	6.30	Estrato Gravoso 5	23.0	920
6	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
7	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	940
8	5.00	Estrato Gravoso 5	23.0	960
9	6.00	Estrato Gravoso 5	23.0	980
10	2.90	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
11	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
12	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
13	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
14	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
15	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
16	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
17	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
18	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
19	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Análisis de Deformaciones Permanente - Sección Geotécnica 4 – 4'
Estratos del Perfil 3

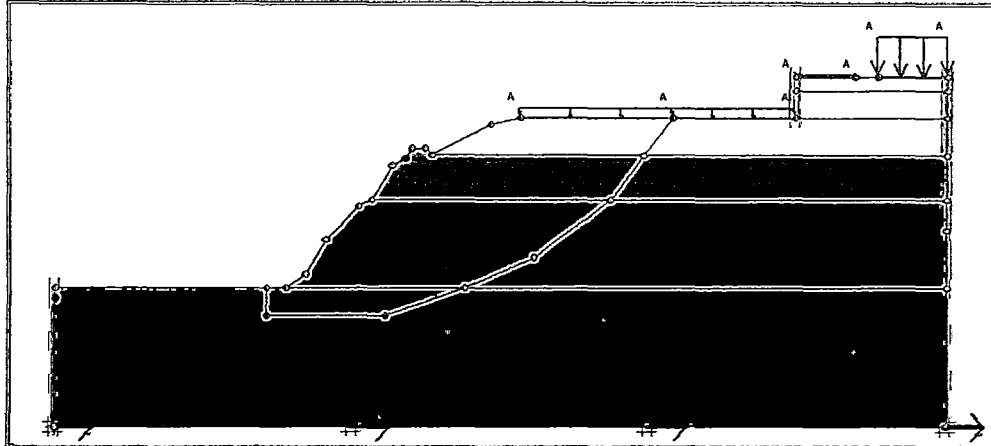
Sección 4 - Perfil 3				
Estrato	Potencia (m)	Material	Densidad (kN/m³)	Vs (m/s)
1	7.20	Estrato Gravoso 5	23.0	900
2	6.00	Estrato Gravoso 5	23.0	950
3	0.30	Superficie de Falla	17.0	Variable
4	6.60	Estrato Gravoso 5	23.0	1000
5	2.70	Estrato Gravoso 6	23.0	1050
6	5.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1100
7	10.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1150
8	20.00	Estrato Gravoso 6	24.0	1200
9	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1250
10	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1300
11	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1350
12	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1400
13	20.00	Estrato Gravoso 7	24.0	1500
14	Infinito	Basamento Rocoso	25.0	2000

Anexo D.4, Análisis Dinámico de Estabilidad

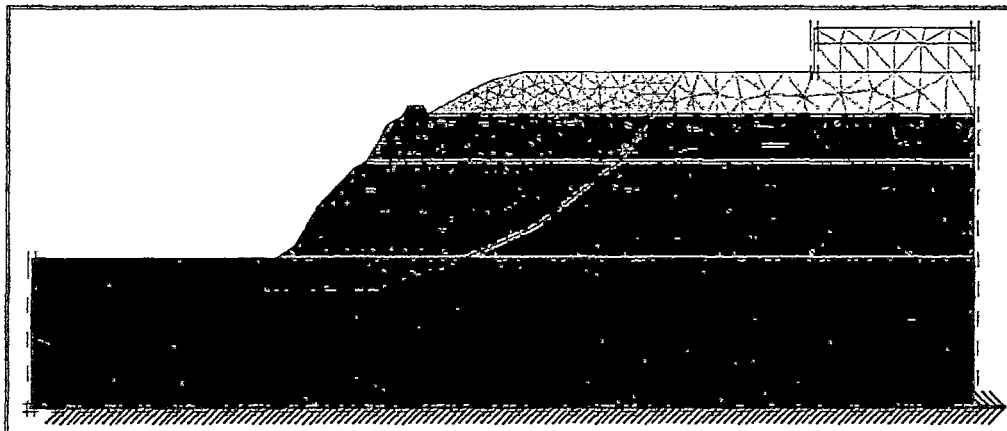
Análisis Dinámico de Estabilidad

Sección Geotécnica 5 – 5'

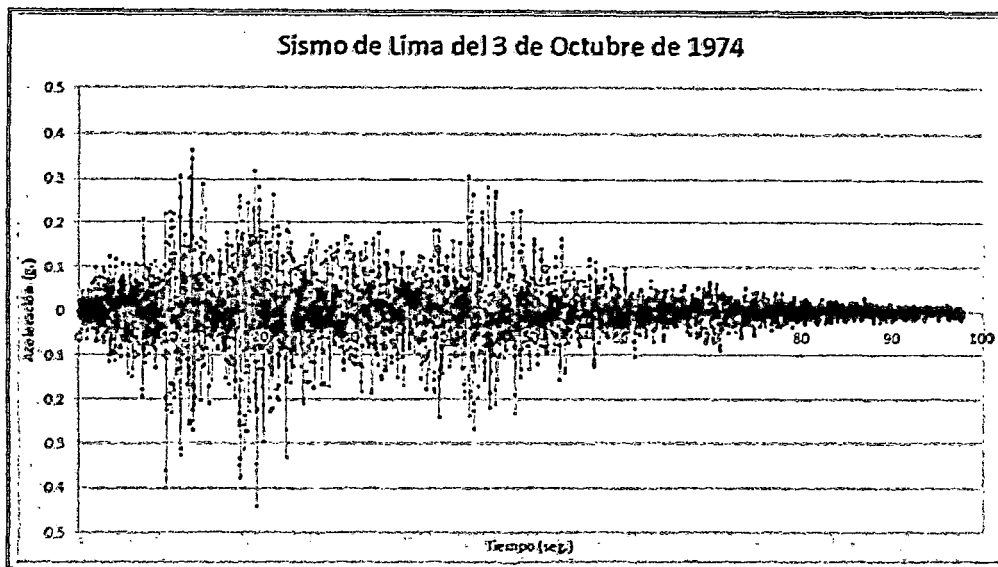
Sección geotécnica analizada



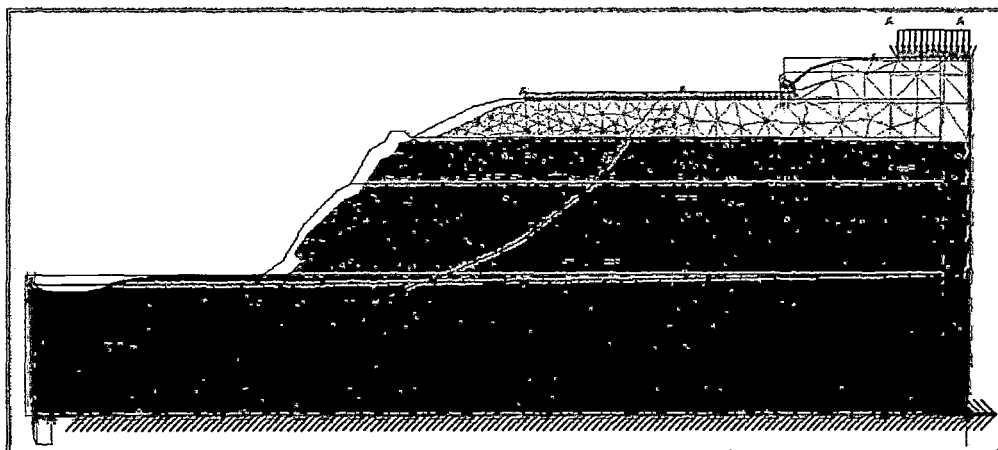
Discretización de la sección analizada



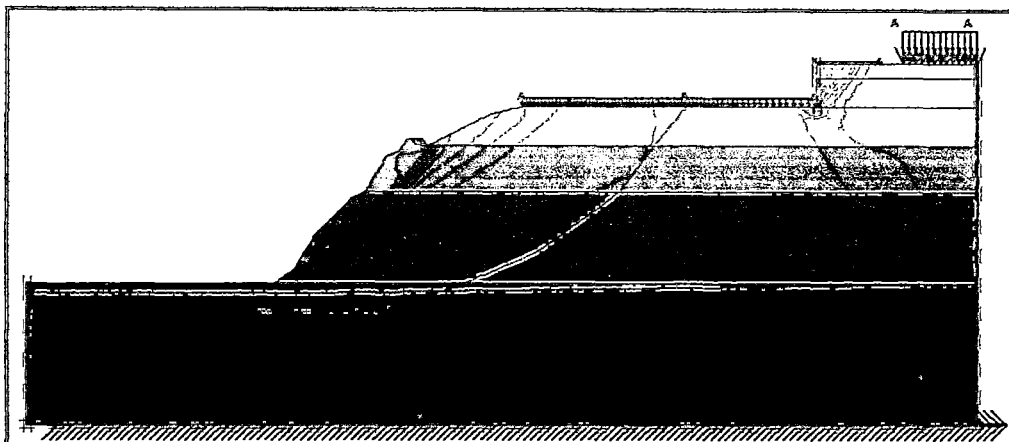
Sismo de Lima - 3 de Octubre de 1974 escalado a un PGA=0.44g



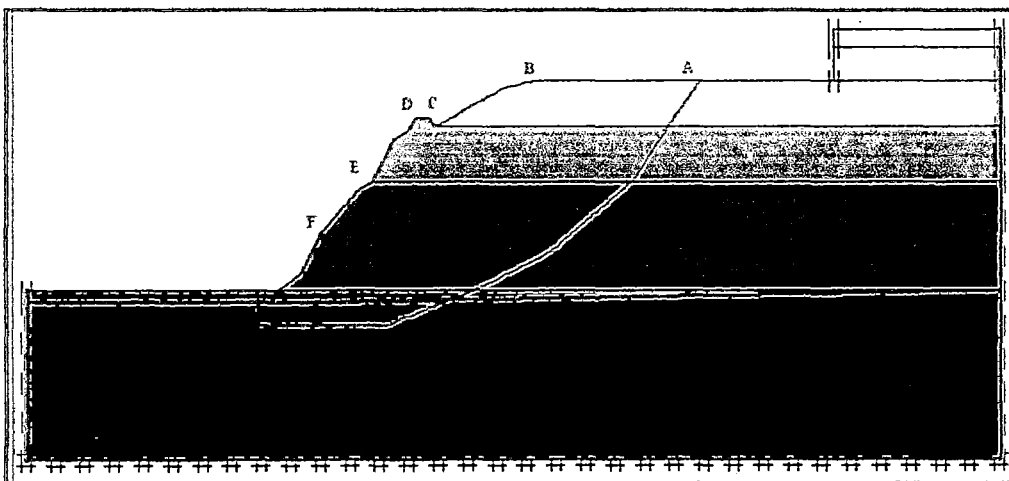
Deformación de la malla escalado en 1000 veces



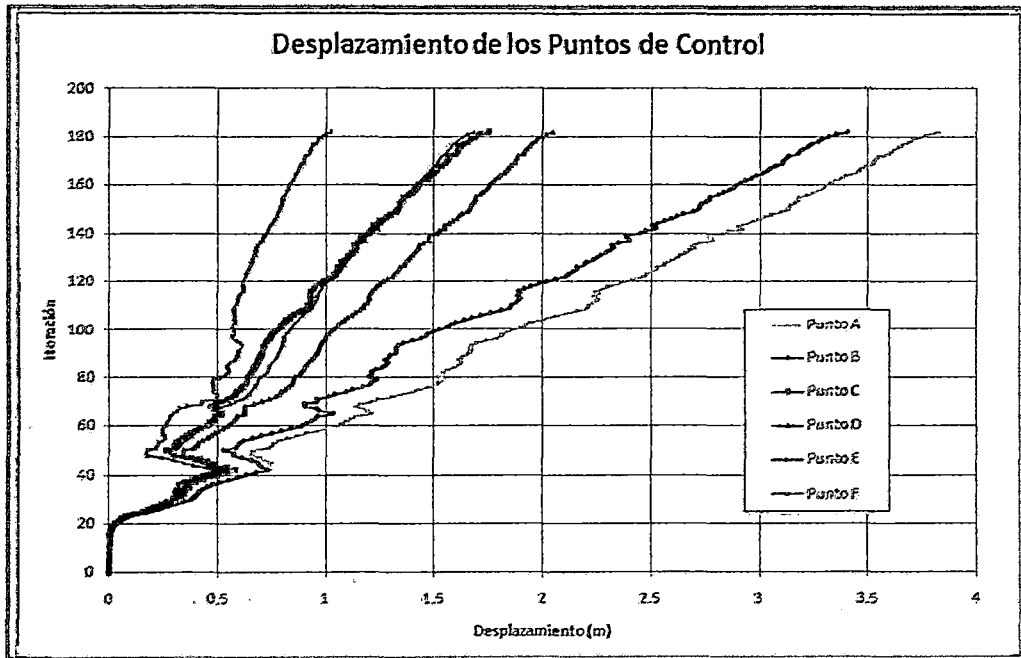
Desplazamientos obtenidos y Contornos de desplazamientos



Ubicación de los puntos de control



Desplazamientos de los puntos de control



Planos
